

# Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

## "EFECTOS DE LOS VALORES REALES DE LAS RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DE FLUENCIA DEL ACERO SOBRE LAS DEMANDAS SÍSMICAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO"

Tesis para optar al título de: Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante: Sr. Ricardo Larsen Hoetz. Ingeniero Civil MBA en Administración de Empresas

Profesor Copatrocinante: Sr. Hernán Santa María Oyanedel. Ingeniero Civil Ph.D en Ingeniería Civil

TANIA ELIANA CARRASCO LORCA VALDIVIA - CHILE 2009

## Agradecimientos

A mis amados padres, Jaime y Eliana. Papá fuiste tú el precursor de que estudiara esta carrera, gracias a tu empeño, consejo y colaboración encontré el comienzo del largo camino que me acompañará el resto de mi vida. Mamá a ti que con tu gran sabiduría y apoyo nunca me dejaste caer y supiste sobrellevar mis altos y bajos en todos estos años de sacrificio.

A mi hermano Jaime, toda mi familia y todos mis amigos que siempre supieron escuchar y colaborar con sus posibilidades para llegar a cerrar este gran círculo.

A Don Hernán Santa María, parte creativa fundamental para el logro de este trabajo, por su guía y disposición. Y a Don Ricardo farsen por su consejo y respaldo.

## Pedicatoria

A la luz de mis ojos, Safiro y funa, verdaderas compañías, ejemplos de persistencia y amor incondicional.

## ÍNDICE GENERAL

Temario		<u>Página.</u>	
САР	ÍTULC	) I: INTRODUCCIÓN	
1.1	Pla	inteamiento del Problema	1
1.2	An	tecedentes Bibliográficos	1
1.3	Ob	jetivos	2
1	.3.1	Objetivos Generales	2
1	.3.2	Objetivos Específicos	2
1.4	M	etodología y Estructura del trabajo	2
1.5	Alo	cances y Limitaciones	3
САР	ÍTULC	) II: ESTADO DEL ARTE	
2.1	Ex	periencias de Investigadores Nacionales	4
2.2	Ex	periencias de Investigadores Extranjeros	8
САР	ÍTULC	) III: METODOLOGÍA	
3.1	M	odelos Tensión – Deformación para el Acero	10
3	.1.1	Propiedades Mecánicas del Acero	10
3	.1.2	Modelo Tensión – Deformación del Acero Trilineal	11
3.2	M	odelos Tensión – Deformación del Hormigón	12
3	.2.1	Modelo Tensión – Deformación del Hormigón según Hognestad	12
3.3	Pro	ograma Computacional	14
3	.3.1.	Hipótesis que rigen el método de análisis	14
3.4	Hij	pótesis y Consideraciones para el Cálculo de los Modelos Analizados	15
3.5	Cá	lculo de Ductilidades según Pauly y Priestley (1992)	17
3	.5.1	Cálculo de Ductilidad del Acero	17
3	.5.2	Cálculo de Ductilidad de Curvatura o de la Sección	18
3	.5.3	Cálculo de Ductilidad del Elemento o por Desplazamiento	19
3.6	Cri	terios de Falla	21
3	.6.1	Drift o Factor de Deriva	21
3	.6.2	Máxima Deformación en el Hormigón	21
3	.6.3	Máxima Deformación en el Acero	21

## CAPÍTULO IV: MODELOS ESTUDIADOS

4.1	Cas	o 1: Columna de 50 cm x 50 cm	24
<u>Tem</u>	<u>ario</u>	Pá	<u>gina.</u>
4.	1.1	Carga Axial	24
4.	1.2	Modelación de la Curva Tensión–Deformación del acero y valor de la Tensión de	3
FI	uencia		24
4.	1.3	Razones $F_u/F_y$	25
4.	1.4	Cuantias	25
4.2	Cas		26
4.	2.1	Aplicación de Carga Axial P	26
4. Fl	2.2 uencia	Modelación de la Curva Tensión–Deformación del acero y valor de la Tensión de a.	ڊ 27
4.	2.3	Razones $F_u/F_v$	27
4.	2.4	Cuantías	27
4.3	Cas	o 3: Muro de 500 cm x 20 cm.	27
4.	3.1	Aplicación de Carga Axial P	28
4.	3.2	Modelación de la Curva Tensión–Deformación del acero y el valor de la Tensión	de
Fl	uencia		28
4.	3.3	Razones F <sub>u</sub> /F <sub>y</sub>	28
4.	3.4	Cuantías	29
CAP	ÍTULO	V: ANÁLISIS DE RESULTADOS	
5.1	Dise	eño de corte por capacidad	30
5.	1.3	Cálculo de M <sub>pr</sub>	32
5.2	Aná	álisis de Ductilidad	45
5.	2.1	Ductilidad del Acero Calculada	45
5.	2.2	Ductilidad de la Sección	45
5.	2.3	Ductilidad del Elemento	57
5.3	Def	ormación Máxima del Acero	69
CAP	ÍTULO	VI: CONCLUSIONES GENERALES	71
BIBL	IOGRA	AFÍA	73
ANE	xos		75

### ÍNDICE DE TABLAS

<u>Tabla</u>	<u>Página.</u>
CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS	
Tabla 5.1. M <sub>pr</sub> (T-m) para Caso 1 – Columna 50 x 50 cm	32
Tabla 5.2. M <sub>pr</sub> (T-m) para Caso 2 – Columna 30 x 30 cm	32
Tabla 5.3. M <sub>pr</sub> (T-m) para Caso 3 – Muro 500 x 20 cm	32
ANEXOS	
Tabla A1. Formato Excel de Datos generales	76
Tabla A2. Formato Excel de Datos de la Geometría de la sección	76
Tabla A3. Datos del Hormigón	77
Tabla A4. Datos de las Barras de Refuerzo	77

78

78

79

79

79

80

Tabla A5. Datos de los tipos de Acero

Tabla A8. Datos del Hormigón Caso 1

Tabla A6. Formato Excel de Datos generales Caso 1

Tabla A9. Datos de las Barras de Refuerzo Caso 1

Tabla A10. Datos de los tipos de Acero Caso 1

Tabla A7. Formato Excel de Datos de la Geometría de la sección Caso 1

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	<u>Página.</u>
CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE	
Figura 2.1. Sección y refuerzo de viga para la primera parte de la investigación de	
Lüders	4
Figura 2.2. Sección y refuerzo de viga para la segunda parte de la investigación de	
Lüders	6
Figura 2.3. Sección y refuerzo de viga para la tercera parte de la investigación de	
Lüders	7
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	
Figura 3.1. Curva Típica Esfuerzo-Deformación de Aceros de Refuerzo	11
Figura 3.2. Relación Tensión-Deformación idealizada del Acero con comportamiento	
Elastoplástico Trilineal	12
Figura 3.3. Relación Tensión-Deformación del Hormigón según Hognestad	13
Figura 3.4. Modelo Columna	16
Figura 3.5. Muro Empotrado- Libre	16
Figura 3.6. Curvas Tensión-Deformación de materiales frágiles y dúctiles	17
Figura 3.7. Definición de Ductilidad de Curvatura	18
Figura 3.8. Relación Momento, Curvatura y Deformación para una Viga en voladizo de	
Hormigón Armado	20
Figura 3.9. Gráfico del Acero Tensión-Deformación, para un ensayo real	22
CAPÍTULO IV: MODELOS ESTUDIADOS	
Figura 4.1. Caso 1: Columna 50cm x 50cm	23
Figura 4.2. Relación Tensión-Deformación idealizada del Acero con comportamiento	
Elastoplástico Trilineal	24
Figura 4.3. Caso 2: Columna 30cm x 30cm	26
Figura 4.4. Caso 3: Muro 500cm x 20cm	28
Figura 4.5. Ejemplo Gráfico Momento – Curvatura (Φ)	29

## CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

Figura 5.1.Esfuerzo de	e corte de diseño en vigas principales y columnas	31
Figura 5.2. Razón M	<sub>n</sub> /M <sub>pr</sub> para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	33
Figura 5.3. Razón M	<sub>n</sub> /M <sub>pr</sub> para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	33
Figura 5.4. Razón M	<sub>n</sub> /M <sub>pr</sub> para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	34
Figura 5.5. Razón M	<sub>n</sub> /M <sub>pr</sub> para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	34
Figura 5.6. Razón M	<sub>n</sub> /M <sub>pr</sub> para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	35
Figura 5.7. Razón M	<sub>n</sub> /M <sub>pr</sub> para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	35
Figura 5.8. Razón M	<sub>n</sub> /M <sub>pr</sub> para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	36
Figura 5.9. Razón M	<sub>n</sub> /M <sub>pr</sub> para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	36
Figura 5.10. Razón N	/In/Mpr para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	36
Figura 5.11. Razón N	/In/Mpr para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	37
Figura 5.12. Razón N	/In/Mpr para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	37
Figura 5.13. Razón N	/In/Mpr para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	38
Figura 5.14. Razón N	/In/Mpr para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	38
Figura 5.15. Razón N	/In/Mpr para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	39
Figura 5.16. Razón N	/In/Mpr para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	39
Figura 5.17. Razón N	/In/Mpr para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	40
Figura 5.18. Razón N	/In/Mpr para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	40
Figura 5.19. Razón N	/In/Mpr para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	40
Figura 5.20. Razón N	/In/Mpr para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	41
Figura 5.21. Razón N	/In/Mpr para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	41
Figura 5.22. Razón N	/In/Mpr para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	42
Figura 5.23. Razón N	/In/Mpr para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	42
Figura 5.24. Razón N	/In/Mpr para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	43
Figura 5.25. Razón N	/In/Mpr para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	43
Figura 5.26. Razón D	Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero	
4.200 Kg	g/cm <sup>2</sup>	46
Figura 5.27. Ductilida	d de la Sección para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero	
4.800 Kg	g/cm <sup>2</sup>	46
Figura 5.28. Ductilida	d de la Sección para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero	
5.400 Kg	g/cm <sup>2</sup>	46
Figura 5.29. Ductilida	d de la Sección para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero	
4.200 Kg	g/cm <sup>2</sup>	47

Figura 5.30. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero	
4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	47
Figura 5.31. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero	
5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	48
Figura 5.32. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero	
4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	48
Figura 5.33. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero	
4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	49
Figura 5.34. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero	
5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	49
Figura 5.35. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero	
4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	50
Figura 5.36. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero	
4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	50
Figura 5.37. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero	
5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	50
Figura 5.38. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero	
4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	51
Figura 5.39. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero	
4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	51
Figura 5.40. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero	
5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	52
Figura 5.41. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero	
4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	52
Figura 5.42. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero	
4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	53
Figura 5.43. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero	
5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	53
Figura 5.44. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero	
4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	54
Figura 5.45. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero	
4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	54
Figura 5.46. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero	
5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	54
Figura 5.47. Ductilidad de la Sección para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero	

	4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	55
Figura 5.48.	Ductilidad de la Sección para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero	
	4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	55
Figura 5.49.	Ductilidad de la Sección para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero	
	5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	56
Figura 5.50.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero	
	4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	57
Figura 5.51.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero	
	4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	57
Figura 5.52.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero	
	5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	58
Figura 5.53.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero	
	4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	58
Figura 5.54.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero	
	4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	59
Figura 5.55.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero	
	5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	59
Figura 5.56.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero	
	4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	60
Figura 5.57.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero	
	4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	60
Figura 5.58.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero	
	5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	60
Figura 5.59.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero	
	4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	61
Figura 5.60.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero	
	4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	61
Figura 5.61.	Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero	
	5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	62
Figura 5.62.	Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero	
	4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	62
Figura 5.63.	Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero	
	4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	63
Figura 5.64.	Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero	
	5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	63

Figura 5.65.	Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero	
	4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	64
Figura 5.66.	Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero	
	4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	64
Figura 5.67.	Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero	
	5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	64
Figura 5.68.	Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero	
	4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	65
Figura 5.69.	Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero	
	4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	65
Figura 5.70.	Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero	
	5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	66
Figura 5.71.	Ductilidad del Elemento para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero	
	4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	66
Figura 5.72.	Ductilidad del Elemento para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero	
	4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	67
Figura 5.73.	Ductilidad del Elemento para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero	
	5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	67
Figura 5.74.	Deformación Máxima del Acero 4.200 Kg/cm <sup>2</sup>	69
Figura 5.75.	Deformación Máxima del Acero 4.800 Kg/cm <sup>2</sup>	70
Figura 5.76.	Deformación Máxima del Acero 5.400 Kg/cm <sup>2</sup>	70

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo	<u>Página.</u>
ANEXO A: Descripción de Programa Computacional de Análisis	75

#### RESUMEN

En la presente investigación se analizaron los efectos de los valores reales de las resistencia máxima a la tracción y la tensión de fluencia del acero sobre las demandas sísmicas de elementos estructurales de hormigón armado.

Para ello se resolvieron diferentes casos de columnas y muros de HA sometidos a flexión y flexocompresión. Se definieron modelos de tensión-deformación para el acero y el hormigón, los alcances del programa computacional para realizar los ensayos analíticos, hipótesis y consideraciones de cálculo. Se definieron valores mínimos para la razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> correspondiente al diseño por capacidad y ductilidades mínimas en los elementos. A través de gráficos se evaluaron los resultados obtenidos para determinar la influencia de la razón F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub> sobre las ductilidades y la solicitación real de corte.

Se encontró que la razón de tensión máxima real sobre la tensión de fluencia real ( $F_u/F_y$ ) tiene una mínima influencia en la demanda de ductilidad. Se recomienda un valor límite inferior para esta razón.

En el diseño al corte por capacidad se recomienda que la razón  $M_n/M_{pr}$  no sobrepase el valor 1,1 y que para valores mayores a 1,20 se pudiera estar seguro de incurrir en un diseño errado. A su vez se recomienda incluir un valor límite superior no mayor a 1,33 para la razón  $F_u/F_{y.}$ 

Al evaluar el comportamiento de los elementos estructurales cuando la tensión de fluencia real es mayor que la tensión de fluencia nominal se obtuvieron valores no recomendados para la razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> en el acero de fluencia real igual 5.400 Kg/cm<sup>2</sup> lo cual sugiere un detallado cuidado al momento de diseñar las armaduras para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo indicadas en la norma chilena.

#### SUMMARY

In the present investigation, the effects of the actual values of the ultimate tensile strength and the tensile yield of the steel on the seismic demands of reinforced concrete structural elements were analyzed.

In order to accomplish our purpose, different cases of columns and walls of reinforced concrete were studied, both submitted to beding and beding-compression. Models of stress-strain for steel and concrete were defined, the reaches of the computational program to perform analytical test, hypothesis and considerations of calculation. The minimum value for the quotient  $M_n/M_{pr}$  was also defined corresponding to the design by capacity and minimum ductilities of the elements. The results, obtained through graphics, were evaluated in order to determine the influence of the quotient  $F_u/F_v$  on the ductilities and the real shear solicitations.

In the conclusions obtained, the demand of ductility possesses a minimum influence of the ratio of actual ultimate tensile strength on the actual tensile yield strength ( $F_u/F_y$ ). An inferior limit value for this ratio is recommended.

In shear design by capacity, is recommended that the ratio  $M_n/M_{pr}$  must not exceed the value 1,1 and, that for greater values than 1,20 we could be sure to incur in an erroneous design. At the same time, including a value not greater than 1,33 as an upper limit for the ratio  $F_u/F_y$  is recommended.

After evaluating the behavior of the structural elements when the actual tensile yield is greater that the tensile values of yield specified, values, not recommended for the ratio  $M_n/M_{pr}$  were obtained, in the steel of real yield 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>, which suggests a detailed care at the moment of designing the armors of elements submitted to forces such as earthquakes, specified on the Chilean Norm.

#### 1.1 Planteamiento del Problema

Uno de los factores más importantes para el diseño en Hormigón Armado (HA) es la gran capacidad de deformación a tracción de las barras de acero de refuerzo, lo que permite que los elementos de HA tengan un muy buen desempeño al ser sometidos a cargas sísmicas.

En la discusión de la nueva Norma NCh 204 "Acero-Barras Laminadas en Caliente para Hormigón Armado" para barras de refuerzo de estructuras de HA se propuso bajar el valor mínimo exigido de la razón resistencia máxima real sobre la tensión de fluencia real (F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub>) del acero, de 1.33 a 1.25. Dicho factor representa la capacidad del acero de disipar energía durante un sismo antes de que las barras lleguen a su fractura. Mientras menor sea este valor, menor puede ser la capacidad de disipar energía y mayor el riesgo de falla de un elemento estructural.

Si bien un valor de 1.25 o menor es aceptado en normas o especificaciones de diseño de estructuras de hormigón armado utilizadas en otros países, algunas de ellas no consideran la evaluación del comportamiento sísmico en su diseño estructural.

Debido a lo anterior, se hace necesario realizar ensayos de tipo analítico para evaluar el desempeño de estructuras de HA al cambiar esa razón. El mismo análisis permitiría evaluar el efecto de que el valor de la tensión real de fluencia sea mayor que el valor nominal usado en diseño, lo que podría inducir por ejemplo una falla de corte frágil antes de desarrollar toda la capacidad de flexión del elemento.

El seguimiento y cumplimiento de las diferentes normas al momento de fabricar el acero, además de la constante verificación de sus parámetros y propiedades da un elemento de seguridad adicional al diseño estructural en Hormigón Armado, puesto que este basa su confianza en el desempeño óptimo de este material.

Dado que la norma chilena NCh 204 cambió el factor  $(F_u/F_y)$  de 1.33 a 1.25, y que este es utilizado en normas y códigos internacionales que hemos adaptado a nuestros diseños, los resultados obtenidos en aceros chilenos en cuanto a sus rendimientos y características de resistencia, servirán para entender y usar de un modo más preciso el diseño en Hormigón Armado.

A su vez, esta investigación permite evaluar el cambio efectuado por dicha norma, en cuanto a sus recomendaciones y exigencias en el comportamiento sísmico de las estructuras en flexión.

#### **1.2** Antecedentes Bibliográficos

A través del desarrollo de esta investigación se ha verificado la existencia de poca documentación tanto experimental como teórica que entregue información del

1

comportamiento estructural de un elemento de HA frente a la variación de este factor, así como los valores reales en los que fluctúa la fluencia en los diferentes aceros.

Si bien existe alguna información para los aceros tradicionales, gracias a los centros de investigación, industria siderúrgica y de los centros de control de calidad del acero, la investigación del tema que se plantea aquí es relativamente escasa, a pesar de que la relación  $F_u/F_y$  resulta de vital importancia para entender y modelar las estructuras.

#### 1.3 Objetivos

#### 1.3.1 Objetivos Generales

 Determinar los efectos de la variación de la razón del factor de tensión máxima real sobre la tensión de fluencia real (F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub>) del acero de refuerzo de elementos de HA sobre la respuesta sísmica en dichos elementos estructurales.

#### **1.3.2** Objetivos Específicos

- Calcular el valor mínimo del factor de tensión máxima sobre la tensión de fluencia (F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub>) para cumplir con las demandas de ductilidad.
- Calcular el valor máximo del factor de tensión máxima sobre le tensión de fluencia (F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub>) para cumplir con las demandas de capacidad.
- Evaluar el comportamiento de los elementos estructurales cuando la tensión de fluencia real es mayor que la tensión de fluencia nominal.

#### 1.4 Metodología y Estructura del trabajo

Para obtener los objetivos propuestos se resolverán varios casos de elementos estructurales: vigas, columnas y muros de HA sometidos a flexión y flexo-compresión. Esos análisis se llevarán a cabo usando un programa Matlab, versión 6.5, que permite realizar análisis no-lineales de secciones usando modelos de material no-lineales y las condiciones de carga y geometría al que serán sometidos los distintos casos. Las características, restricciones e hipótesis del Programa utilizado se explican en el capítulo III de la presente Tesis. Se definirán ductilidades mínimas que deberán tener los elementos, las que se compararán con las ductilidades disponibles calculadas y se usarán para calcular los valores mínimos y máximos de las razones F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub>.

Se analizarán los resultados obtenidos para determinar la influencia de la razón  $F_u/F_y$  sobre las ductilidades y la solicitación real de corte.

Este trabajo consta de una introducción y cinco capítulos: en el capítulo dos se describe el estado del arte; en el tercero se describe la metodología usada; en el cuarto se muestran los modelos ensayados; en el quinto se hace el análisis de resultados; y por último se muestran las conclusiones obtenidas.

#### 1.5 Alcances y Limitaciones

Los elementos estructurales analizados de HA serán columnas y muros con un acero de refuerzo A63-42H. Las especificaciones y condiciones para cada uno de los casos se explican en detalle en el capítulo IV y las limitaciones de diseño en el capítulo III de la presente tesis. En este capítulo se resume las investigaciones previas, tanto experimentales como teóricas, sobre el comportamiento estructural de un elemento de HA frente a la variación de los parámetros que definen la curva tensión-deformación del acero de las barras de refuerzo.

#### 2.1 Experiencias de Investigadores Nacionales

#### María Celis Reyes (1999)

Realizó una investigación experimental y analítica del efecto de la razón tensión máxima sobre tensión de fluencia del acero de refuerzo en el comportamiento a flexión de elementos de HA. Verificó si los aceros fabricados en nuestro país cumplen con las exigencias mínimas de la Norma NCh 204.Of77 para la razón tensión máxima sobre tensión de fluencia y evaluó el rango de valores en que varía esa razón. Se realizó además un análisis comparativo de la norma chilena NCh 204.Of78 con la norma española del año 1994 (UNE 36-068-94), la norma alemana del año 1984 (DIN 488 Part 11) y la norma estadounidense del año 1995 (A706/A 706M-95b).

#### Desarrollo de la Investigación:

Se realizaron doce ensayos de tracción (carga monotónica) de barras de acero A63-42H, todas de un mismo origen de fabricación, y algunas de ellas sometidas a un proceso de enderezado especial con el fin de obtener en los diagramas de tensión-deformación distintos valores para la relación Fu/Fy. Estas barras se utilizaron en las armaduras a tracción y compresión en vigas de HA que fueron ensayadas a flexión. De estas experiencias se obtuvieron diagramas momento-curvatura experimentales para carga monotónica, que fueron comparados con relaciones momento-curvatura teóricas.

Se ensayaron seis tipos de vigas con las siguientes características: hormigón grado H-30 (f'c =  $250 \text{ Kg/cm}^2$ ), recubrimiento de 20 mm y las dimensiones y refuerzos según se muestra en la Figura 2.1. Tres vigas fueron reforzadas con un acero con una relación de Fu/Fy = 1,42 aproximadamente, y las otras tres vigas con un acero con una relación Fu/Fy cercana a 1,20.





Fuente: Elaboración Propia

Todas las vigas tenían una longitud de 2,69 m, y fueron sometidas a cargas puntuales en los tercios. El ensayo se realizó en incrementos de carga de 800 kg, asegurando así tener un buen número de lecturas de carga en los puntos de importancia; después de retirados los diales de medición de deformaciones se continuó con intervalos de carga de 1000 kg. Las deflexiones se midieron en tres secciones a lo largo de la viga. Conocidas las flechas y la distancia de separación entre ellas, fue posible calcular la curvatura, que puede considerarse constante en el tercio central, debido a que en esta zona el momento flector también es constante.

#### Conclusiones:

De los estudios teóricos realizados, se observó que la posibilidad de disminuir el factor Fu/Fy de 1,33 no presenta mayores diferencias para el correcto comportamiento del H.A. hasta valores para la relación Fu/Fy cercanos a 1.0.

De los ensayos a tracción en el acero, se obtuvo que todas las barras cumplieron con el valor mínimo de Fu/Fy estipulado en la norma NCh 204.Of77, que es 1,33, a excepción de las barras donde se buscaba intencionalmente un bajo valor de Fu/Fy.

Para las vigas con barras de refuerzo con una relación Fu/Fy cercana a 1.42 se obtuvieron resultados similares a los teóricos. Las vigas con barras con una relación Fu/Fy cercana a 1.20 presentaron problemas de adherencia en sus barras, lo que produjo que fuesen descartadas de la experiencia.

#### Carl Lüders (1983)

Evaluó la norma NCh 204.Of77 en cuanto a si es satisfactoria y cómo debería modificarse de modo que asegure que los aceros cumplan con los requisitos para la construcción de elementos con responsabilidad sísmica.

#### Desarrollo de la Investigación:

En la primera parte de la investigación se llevó a cabo un análisis de casos particulares idealizados, mediante los cuales se pretende conocer algo más de la influencia de la meseta de fluencia y de la zona de endurecimiento del acero en el comportamiento dúctil de elementos de H.A. Durante el estudio se mantuvo fija la sección de hormigón, Figura 2.2, la cuantía (6 cm<sup>2</sup> con 4 cm de recubrimiento), la tensión máxima de 180 kg/cm<sup>2</sup> en el hormigón y la distribución de tensiones en la cabeza de compresión del hormigón.



Figura 2.2. Sección y refuerzo de viga para la primera parte de la investigación de Lüders

Fuente: Elaboración Propia

Para llevar a cabo los ensayos analíticos se desarrollaron dos programas computacionales; el primero permite determinar las curvas momento curvatura (M –  $\Phi$ ) para el primer proceso de carga y descarga de una sección cualquiera y cualquier tipo de curvas tensión – deformación, tanto del hormigón como del acero. El segundo permite determinar la curva que relaciona el desplazamiento " $\delta$ " que experimenta el extremo libre de un elemento de hormigón armado de sección uniforme, empotrado en uno de sus extremos y libre en el otro, con la fuerza "H" que actúa transversalmente sobre el extremo libre de dicho elemento.

Se utilizaron tres idealizaciones del comportamiento  $\sigma - \varepsilon$  del acero de refuerzo. La primera corresponde a un comportamiento ideal elastoplástico; la segunda a un comportamiento con meseta de fluencia horizontal y una zona de endurecimiento; y la tercera a un comportamiento bilineal.

En la segunda etapa del trabajo se analizó una viga con la sección de la Figura 2.3. El hormigón se idealizó con distribución parábola – rectángulo de las tensiones del hormigón, cuantía de refuerzo variable (2Φ10, 2Φ12, 2Φ16, 2Φ18, 2Φ22 y 2Φ22 + 1Φ16), acero CAP A44-28 y FAMAE A44-28 y tensión máxima del hormigón de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

Se calcularon las curvas M –  $\Phi$  correspondientes a cada uno de los aceros y a cada una de las cuantías, así como también las curvas H –  $\delta$ , y en base a ellas las ductilidades del elemento.

6



Figura 2.3. Sección y refuerzo de viga para la segunda parte de la investigación de Lüders

Fuente: Elaboración Propia

#### Conclusiones:

Para todos los casos analizados las curvas  $M - \Phi$  presentan gran similitud con las curvas  $\sigma - \varepsilon$ del acero de refuerzo truncadas en los niveles de solicitación que alcanza el acero en el momento de fallar la cabeza de compresión del hormigón. La ductilidad de la sección (curvas  $M - \Phi$ ) es siempre menor que la ductilidad del refuerzo de acero (curvas  $\sigma - \varepsilon$ ) confirmando una propiedad que teóricamente debe cumplirse siempre en este tipo de elementos.

Las curvas H –  $\delta$  difieren mucho de las curvas M –  $\Phi$ , siendo la ductilidad del elemento muy inferior a la ductilidad de la sección.

A medida que las secciones más solicitadas del elemento entran a la zona de endurecimiento obligan a nuevas secciones a pasar el rango inelástico. Esto explica por qué las secciones armadas con acero ideal elastoplástico, que presentan secciones de gran ductilidad (curvas M –  $\Phi$ ), exhiben ductilidades de elemento (curvas H –  $\delta$ ) pequeñísimas.

Sin embargo, es posible que en la práctica este efecto no sea tan marcado, debido a que en el análisis teórico se ha supuesto una adherencia perfecta entre el acero y el hormigón, que en la práctica se destruye en las cercanías de las fisuras de flexión, produciéndose una pérdida de adherencia, lo que resulta en menores deformaciones unitarias del acero.

Del párrafo anterior se deduce que mientras más larga y horizontal es la meseta de fluencia mayor será la ductilidad del elemento para un mismo grado de endurecimiento. Sin embargo, presenta dos problemas fundamentales: el primero es que el tamaño de las fisuras puede alcanzar valores inaceptables, y el segundo es que las cuantías máximas deben reducirse fuertemente para que las tensiones en el acero entren en la zona de endurecimiento antes de que falle el elemento por compresión en el hormigón. Si no se toma esta precaución el acero pasa a comportarse como un acero ideal elastoplástico, y la ductilidad del elemento se hace mínima a pesar de las excelentes cualidades del acero de refuerzo. Por lo tanto, es favorable que exista siempre algún grado de endurecimiento del acero.

#### 2.2 Experiencias de Investigadores Extranjeros

#### Jonh McDermott (1998)

Este es un estudio teórico que apunta a evaluar la relación entre las propiedades mecánicas de barras de refuerzo de acero grado 60 para hormigón armado y la demanda sísmica en elementos estructurales.

Desarrollo de la Investigación:

Los parámetros de entrada para la evaluación fueron: la curva tensión-deformación del acero, identificándose la fluencia del acero ( $F_y$ ), la deformación de inicio del endurecimiento ( $sF_y/E$ ), el módulo de elasticidad elástico (E), el módulo de elasticidad tangente inicial en endurecimiento ( $E_t$ ), y los parámetros geométricos de una viga. Estos parámetros son la longitud total de la viga (S), la longitud de las rótulas plásticas ( $\lambda$ ) y de la parte elástica de la viga (L), la distancia del acero en tracción al eje neutro plástico (e), la profundidad del refuerzo en tracción (d).

Se asumió que el desplazamiento (drift) máximo de las vigas analizadas sería de dos por ciento. El acero de refuerzo considerado es grado 60 y se evaluaron los casos extremos de tensión de fluencia ( $F_y$  = 414 MPa y  $F_y$  538 MPa). Se estudiaron vigas esbeltas (S/d aproximadamente 19) y no esbeltas (S/d entre 4 y 5).

Los cálculos se hicieron bajo los siguientes supuestos:

1.- La rotación de la porción elástica de la viga se calcula suponiendo que la curvatura de la viga en esa parte varía linealmente desde cero al centro (en el punto de inflexión) hasta el valor máximo ( $F_y/E$ )/e. Esto supone que la viga está agrietada en toda su longitud.

2.- La rotación máxima que debe acomodar la rótula plástica ( $\theta$ ) es el drift máximo, 0,02, menos la rotación elástica.

3.- Se supuso un módulo de elasticidad tangente constante en endurecimiento, lo que no es cierto ya que este disminuye al aumentar la deformación.

4.- La razón de la tensión del acero dividida por el momento flector en la rótula plástica es igual a la razón en la parte elástica. Esto desprecia la variación de distancia entre la fuerza en tracción (en el acero) y la fuerza de compresión (sobre el hormigón) al aumentar la tensión en el hormigón. Finalmente, se calculó la razón  $\lambda$  /L que resulta de igualar la demanda de rotación en la rótula plástica ( $\theta$ ) con la rotación promedio de ella, calculada como la longitud de la rótula ( $\lambda$ ) multiplicada por la curvatura promedio en la rótula ( $\epsilon_a$ /e). La deformación promedio del acero ( $\epsilon_a$ ) se obtiene de la curva tensión deformación definida antes, recordando que el momento varía linealmente a lo largo de la viga.

Los resultados calculados son la longitud de las rotulas plásticas ( $\lambda$ /L), la ductilidad requerida del acero y la razón F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub> del acero requerida para evitar rupturas prematuras en el acero.

#### Conclusiones:

Cuando una barra se rompe es más probable que sea por falta de ductilidad que por baja resistencia a tracción. Se observó que la demanda de ductilidad crece en vigas esbeltas, cuando el acero tiene mayor tensión de fluencia, y cuando existe menor módulo de elasticidad después de la deformación por endurecimiento.

La demanda en tracción va a ser grande para vigas no esbeltas, con módulos de elasticidad grandes y para pequeñas proporciones de  $\sigma_v/E$  (deformación de fluencia).

Como al producir las barras es muy difícil controlar los parámetros del acero usados en este estudio, se usa como control la razón  $F_u/F_y$ . Se encontró que es satisfactorio usar una razón mínima de 1,25, pero recomendando que las barras sean capaces de deformarse al menos 10% antes de la rotura. No se estudió un valor máximo para la razón  $F_u/F_y$ .

Los resultados arrojaron también que cuando las barras de refuerzo fallan en una estructura luego de un sismo de considerable intensidad, la insuficiencia de ductilidad en el acero pasa a ser la causa fundamental de este suceso. También demostraron que los aceros con bajo módulo de elasticidad al principio de la deformación pueden causar que la capacidad de ductilidad se vea excedida y que con un alto módulo la resistencia de tracción pueda ser sobrepasada.

Basado en el supuesto de un dos por ciento de desplazamiento lateral en el presente estudio, se indica que la proporción  $F_u/F_y$  de 1.25 para el diseño de barras de acero en HA es probablemente satisfactorio. De todos modos, considerando las altas deformaciones del acero exhibidas en los cálculos, particularmente para vigas robustas, el estudio sugiere fuertemente que habría de ser prudente en el diseño sísmico, seguir lo especificado en la A706 ó A615 para obtener un alargamiento no menor a diez por ciento medido en barras de 203 mm. En este capítulo se describen los modelos teóricos para el acero y el hormigón que han sido utilizados para el desarrollo de la presente investigación, los principios del programa computacional utilizado en los ensayos, así como los criterios de diseño, cálculo y falla para los modelos estudiados.

#### 3.1 Modelos Tensión – Deformación para el Acero

Para poder analizar la resistencia y ductilidad que poseen las secciones estudiadas se usó un modelo trilineal.

La descripción completa de las propiedades mecánicas del acero utilizado en hormigón armado se realiza mediante sus curvas de tensión – deformación bajo cargas de tracción, ver Figura 3.1, las que varían dependiendo de la composición química del material y de sus procesos de fabricación.

#### 3.1.1 Propiedades Mecánicas del Acero

La curva tensión – deformación del acero para barras de refuerzo estructural consta de varias zonas bien definidas, las que se describen a continuación. Riddell (2002).

#### a) Zona Elástica:

En este rango se cumple la ley de Hooke, esto es, tensiones y deformaciones unitarias son directamente proporcionales, y las deformaciones son recuperables, es decir, desaparecen una vez removida la carga.

#### b) Zona de Fluencia:

Una vez alcanzado el límite elástico o punto nominal de fluencia caracterizado por la tensión de fluencia  $F_y$  y la deformación unitaria de fluencia  $\mathcal{E}_y$ , la probeta no es capaz de tomar más carga y se deforma plásticamente bajo tensión constante  $F_y$ . Dado que el módulo de elasticidad de los aceros estructurales es aproximadamente constante, el valor de  $\mathcal{E}_y$  depende de  $F_y$ , es decir, de la calidad del material. La elongación irrestricta de la probeta finalmente se detiene para una deformación unitaria  $\mathcal{E}_{sh}$  de entre 1% y 2%, típicamente igual a 10 a 20 veces  $\mathcal{E}_y$ .

#### c) Zona de Endurecimiento:

Al detenerse la deformación bajo carga constante, es necesario aumentar la carga para aumentar la deformación, o sea, el acero se pone más rígido después de haber fluido plásticamente; de ahí el nombre de zona de endurecimiento de este rango del comportamiento. En todo caso, la barra no alcanza jamás la rigidez inicial. A medida que aumenta la carga la deformación progresa hasta llegar a la resistencia máxima de tracción  $F_{su}$  con deformación unitaria  $\varepsilon_{su}$ .

#### d) Zona Descendente:

En éste último tramo el material se va poniendo menos tenso hasta el momento de la fractura.



Figura 3.1. Curva Típica Esfuerzo-Deformación de Aceros de Refuerzo

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.1.2 Modelo Tensión – Deformación del Acero Trilineal

Este modelo se puede ver en la Figura 3.2 y los parámetros que lo definen son:

- F<sub>y</sub>, ε<sub>y</sub>: la tensión y la deformación de fluencia del acero, respectivamente. F<sub>yc</sub> en compresión y F<sub>yt</sub> en tracción.
- E<sub>c</sub>, E<sub>t</sub>: los módulos de elasticidad en compresión y en tracción, respectivamente.
- E<sub>pc</sub>, E<sub>pt</sub>: los módulos plásticos en compresión y en tracción, respectivamente.
- E<sub>ec</sub>, E<sub>et</sub>: los módulos en la zona de endurecimiento en compresión y tracción respectivamente.
- ε<sub>ec</sub>, ε<sub>et</sub>: la deformación unitaria en que empieza el endurecimiento en compresión y en tracción, respectivamente.

Con este modelo se puede representar la respuesta del acero sólo hasta que alcanza la tensión de tracción máxima. No se puede representar la rama descendente del acero, ni tampoco la respuesta de barras sometidas a comprensión y que se pandean.







#### 3.2 Modelos Tensión – Deformación del Hormigón

La idealización tensión-deformación del hormigón utilizada para el desarrollo de esta investigación, es el modelo propuesto por Hognestad (1952) quien idealizó el comportamiento tensión-deformación del hormigón no confinado de especímenes sometidos a carga concéntrica y excéntrica. En este modelo se considera que el hormigón en tracción no aporta a la resistencia del elemento, pues se asume que la resistencia de éste a la tracción es muy baja comparada con su resistencia a la compresión.

#### 3.2.1 Modelo Tensión – Deformación del Hormigón según Hognestad

Esta idealización data de 1951 y es una de las idealizaciones tensión-deformación más popular para el hormigón no confinado. En la Figura 3.3 se puede apreciar que existen dos zonas en el modelo: una ascendente de forma parabólica y otra descendente de forma recta, las cuales se definen con las siguientes expresiones:

$$fc = fc'' \left[ \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_o} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2 \right]$$
 Para  $0 < \varepsilon < \varepsilon_o$   
$$fc = fc'' - 0,15fc'' \frac{(\varepsilon - \varepsilon_o)}{(\varepsilon_u - \varepsilon_o)}$$
 Para  $\varepsilon_o < \varepsilon < \varepsilon_u$ 

donde f<sub>c</sub> es la tensión normal en el hormigón para la deformación unitaria  $\varepsilon$  del hormigón, f<sub>c</sub>" y  $\varepsilon_0$  son la resistencia máxima a compresión del hormigón y su correspondiente deformación unitaria, y  $\varepsilon_u$  es la deformación última de compresión del hormigón. El valor de f<sub>c</sub>" se calcula como el producto entre la resistencia característica del hormigón medida en una probeta cilíndrica, f<sub>c</sub>′, y un factor de reducción de la resistencia del hormigón, k<sub>3</sub>. Hognestad (1952) propuso  $\varepsilon_0 = 2fc$ "/E<sub>c</sub> y  $\varepsilon_u$ = 0,0038, donde E<sub>c</sub> corresponde al módulo elástico del hormigón.

El factor  $k_3$  se estableció originalmente para considerar las diferencias observadas experimentalmente, Hognestad (1952) entre la resistencia cilíndrica del hormigón, f<sub>c</sub>', y la resistencia aparente del hormigón en compresión, f<sub>c</sub>". Hognestad sugirió un valor de 0,85 para  $k_3$  en elementos sometidos a compresión y flexión, lo cual fue aceptado por la evidencia experimental y el consenso profesional de la época. Se debe hacer notar que Hognestad (1955) comprobó una gran similitud entre las curvas tensión-deformación de prismas cargados excéntrica y concéntricamente, por lo tanto la presencia de una curvatura no afectaría el comportamiento de la sección en flexión.



Figura 3.3. Relación Tensión-Deformación del Hormigón según Hognestad

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.3 Programa Computacional

El programa a través del cual se resolvieron los modelos estructurales analizados en la presente tesis fue desarrollado por Canales (2002) usando Matlab Versión 6.5.

Este programa permite realizar los siguientes análisis de un elemento de hormigón armado:

- El análisis seccional de una columna corta con una sección cualquiera formada de rectángulos y el cálculo de su respuesta cuando está sujeta a carga axial con excentricidad constante o cuando se somete a una carga axial constante y se varía el momento solicitante.
- Calcular las curvas: Carga axial-Curvatura (P-Φ); Carga axial-Deformación (P-ε); Momento-Curvatura (M-Φ); y Momento-Deformación (M-ε) hasta algún valor límite de deformación unitaria de compresión de la fibra sujeta a la deformación máxima para la situación del punto anterior.
- Calcular las curvas de interacción de una sección cualquiera.

El análisis seccional que permite determinar el comportamiento de columnas cortas de hormigón armado sometidas a carga axial y a flexión biaxial o uniaxial está basado en las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de la sección, y en las relaciones tensión-deformación del hormigón y del acero de refuerzo. La sección se subdivide en elementos discretos rectangulares y se utiliza de un método de solución numérico Cuasi-Newton, el cual elabora iterativamente una aproximación de la matriz jacobiana.

#### 3.3.1. Hipótesis que rigen el método de análisis

- a. Se asume un análisis sobre columnas cortas de hormigón armado. Es decir, no se consideran los momentos flectores de segundo orden producidos por desplazamientos laterales de la columna.
- b. Se cumple la hipótesis de Bernoulli-Euler, es decir que las secciones que eran planas antes de aplicar las cargas, siguen planas una vez que el elemento se deforma. Esta hipótesis no se cumple exactamente en estados de tensiones cercanos a la falla ni en elementos poco esbeltos, sin embargo, los resultados de ensayos experimentales indican

que las desviaciones respecto a esta hipótesis son pequeñas, Hognestad (1952a) para secciones llenas y Poston (1985) para secciones huecas.

- c. El método de análisis permite utilizar cualquier relación tensión-deformación para el hormigón y para el acero que puedan ser programadas en forma simple, y puede considerar cualquier tipo de geometría de sección formada de elementos rectangulares.
- d. La deformación axial de las barras de acero de refuerzo es igual a la del hormigón que las rodea. Es decir, se asume perfecta adherencia entre acero y hormigón, sin deslizamiento de la barra en el interior del hormigón, hipótesis muy cercana a la real cuando se usan barras con resalte.
- e. Los momentos de flexión son aplicados sobre los ejes principales de la sección transversal.
- f. Los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón se desprecian.
- g. No se considera la acción de cargas laterales cíclicas sobre las secciones.
- h. No están presentes deformaciones reversibles en el análisis.
- i. Se desprecian los efectos por torsión y corte sobre la sección.

El programa desarrolla un análisis seccional de la columna de hormigón armado que comienza con la división de ésta en bloques de forma que cada uno de ellos posea características especiales del hormigón. A su vez, cada bloque se puede subdividir o discretizar en una cantidad de fibras o celdas que junto con las barras longitudinales que pertenece a la sección servirán como las unidades básicas del presente análisis.

#### 3.4 Hipótesis y Consideraciones para el Cálculo de los Modelos Analizados

Se analizó una columna comprimida por una carga axial constante y centrada, "P", reforzada con barras de acero, considerando diferentes valores de la tensión de fluencia, de las cuantías y de la dimensión de las secciones. La longitud (L) total es de 350 cm.

Para efectos de cálculo se asumió la columna inicialmente recta y sin efectos de pandeo, semejante a una columna que se desempeña estructuralmente como se ve en la Figura 3.4. Este modelo posee un punto de inflexión en el centro de la columna, por lo que para efectos de nuestros cálculos el largo de la columna (L) se traduce en L/2.



Figura 3.4. Modelo Columna



También se analizó un muro, de altura (H) igual a 3500 cm, sin vigas acopladas, comprimido por una carga axial constante y centrada "P", con distintos valores de la tensión de fluencia de las barras de refuerzo y varias cuantías.

Se supuso que se comporta estructuralmente, y para efectos de cálculo, como empotrado en la base y libre en el extremo superior (Figura 3.5).



Figura 3.5. Muro Empotrado- Libre

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.5 Cálculo de Ductilidades según Pauly y Priestley (1992)

#### 3.5.1 Cálculo de Ductilidad del Acero

La ductilidad como propiedad fundamental en los materiales, es la habilidad que estos poseen de mantener deformaciones sin reducir significativamente su resistencia. En el caso del acero se define como:

$$\mu_{\mathcal{E}} = \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{y}} = \frac{\varepsilon_{su}}{F_{y}/E_{s}}$$

Los materiales dúctiles exhiben una curva esfuerzo-deformación que llega a su máximo en el punto de resistencia a la tracción. En materiales más frágiles, la carga máxima o resistencia a la tracción ocurre en el punto de falla. En materiales extremadamente frágiles, como cerámicos, el esfuerzo de fluencia, la resistencia a la tensión y el esfuerzo de ruptura son iguales. Ver Figura 3.6.



Figura 3.6. Curvas Tensión-Deformación de materiales frágiles y dúctiles

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.5.2 Cálculo de Ductilidad de Curvatura o de la Sección

Las deformaciones más comunes deseables en estructuras inelásticas están en el cambio de ángulo (rotación) de las posibles rótulas plásticas. Debido a esto es útil relacionar las rotaciones por unidad de longitud a lo largo del eje, con el momento a lo largo del intervalo completo de carga hasta la falla del elemento. Ver figura 3.7.

La máxima ductilidad de curvatura se expresa:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_V}$$

Donde:

 $\phi_m^{}$ : Máxima curvatura plástica de la sección

 $\phi_{_{\mathcal{V}}}$ : Curvatura de fluencia de la sección





Fuente: Elaboración Propia

#### 3.5.3 Cálculo de Ductilidad del Elemento o por Desplazamiento

Este valor permite evaluar la capacidad del elemento de soportar grandes deformaciones inelásticas antes de alcanzar su falla, o también de absorber grandes cantidades de energía antes de que alcance la rotura.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_{y}}$$

Donde:

Desplazamiento máximo de la columna (figura 3.8 (d))  $\Delta = \Delta_y + \Delta_p$ 

 $\Delta_{_{\mathrm{V}}}$ : Desplazamiento de fluencia a una altura efectiva.

 $\Delta_p$ : Máxima capacidad de desplazamiento plástico.

La curva de distribución de curvaturas a lo largo de la columna cuando se alcanza el máximo desplazamiento máximo  $\Delta_m$  del extremo superior de la columna se ve en la figura 3.8 (c), donde la curvatura máxima  $\Phi_m$  ocurre en la base de la columna y está distribuida en una longitud igual a la longitud de la rótula plástica  $\ell_p$ . Una parte de la curvatura es elástica, menor o igual a  $\Phi_v$ , y permite calcular fácilmente el desplazamiento de fluencia como:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y * \ell^2}{3}; \qquad \qquad \ell : \text{Altura efectiva del elemento}$$

El desplazamiento  $\Delta_p$  adicional es producido por la rotación plástica  $\Phi_p$  acumulada en la longitud efectiva de la rótula plástica  $\ell_p$  Esta rotación es un importante indicador de la capacidad de una sección de sostener deformación inelástica. Se asume que la rotación plástica va a estar concentrada a media altura de la rótula plástica para el estado último, es decir, que la curvatura es constante en la longitud de la rótula plástica e igual a  $\Phi_m - \Phi_y$ . Ver figura 3.8 (c). Entonces el desplazamiento plástico máximo se puede calcular como:

$$\Delta_{p} = \mathcal{G}_{p} * \left(\ell - 0.5 * \ell_{p}\right) = \left(\phi_{m} - \phi_{y}\right) * \ell_{p} * \left(\ell - 0.5 * \ell_{p}\right)$$

Para longitudes moderadas en miembros típicos los valores teóricos de  $\ell_p$  basados en la integración de la curvatura la harían directamente proporcional a  $\ell$ , esto dado que la distribución de la curvatura teórica termina abruptamente en la base, mientras que en la realidad las deformaciones del acero continúan en alguna profundidad dentro de la base del elemento. Este alargamiento de las barras más allá de los valores teóricos lleva a adicionar rotación y deformación.

Una buena estimación de la longitud  $\ell_p$  puede obtenerse de la siguiente expresión según Pauly y Priestley (1992).

$$\ell_{p} = 0.08 * \ell + 0.022 * d_{p} * f_{y}$$
 (MPa)

Donde  $d_b$  es el diámetro de las barras= 0.028 mm y  $f_y$  la tensión de fluencia.

Se utilizo este valor para  $d_b$  en todos los ensayos, ya que su variación en los resultados de  $\ell_p$ al ser comparados con los diámetros típicamente usados fue de aproximadamente el 6% lo que evidentemente no proporciona cambios significativos en los cálculos.

Figura 3.8. Relación Momento, Curvatura y Deformación para una Viga en voladizo de Hormigón Armado



Fuente: Elaboración Propia, tomado de Pauly y Priestley (1992)

#### 3.6 Criterios de Falla

Se definen tres criterios de falla para determinar si una columna o muro ha alcanzado su máxima capacidad: el drift o deriva máxima que se acepta para el elemento; la deformación máxima en el hormigón, que produciría la falla de compresión del elemento y la elongación máxima del acero. A continuación se discuten estos tres criterios de falla.

#### 3.6.1 Drift o Factor de Deriva

El drift se define como el cociente entre el desplazamiento máximo obtenido de cada ensayo y la altura de aplicación de la carga, eje del actuador.

$$\% Drift = \frac{\Delta_{\max}}{L} * 100$$

Como criterio de falla adoptaremos un  $\Delta$ =0.02\*L, porcentaje basado en el Código de Construcción Uniforme (UBC) sección 1628.8.2 que estima un 1,5% y el ACI en su capítulo 21 un 1%. Por lo tanto nos parece razonable considerar un 2% como límite en este estudio.

#### 3.6.2 Máxima Deformación en el Hormigón

El ACI-318, en su sección 10.2.3 especifica que la máxima deformación utilizable en la fibra extrema del hormigón sometido a compresión debe tomarse igual a 0.003. Este valor ha sido medido por varios investigadores indicando que es muy conservativo, pero razonable.

Para calcular resistencias se deberá usar un valor mayor, y algunos autores aconsejan 0.004, aún cuando el hormigón falla realmente con deformaciones mayores. En los estudios realizados por Paulay (1992) se indican valores típicos que van desde 0.012 hasta 0.05 para hormigón confinado. Para nuestros ensayos usaremos un valor conservador de 0.006 para de alguna forma incorporar de manera simple el efecto del confinamiento.

#### 3.6.3 Máxima Deformación en el Acero

Un gráfico que distinga las fases de comportamiento del acero estructural nos muestra la zona donde se produce su deformación máxima (figura 3.9), cuyo valor típico bordea el 10%. En los criterios de falla asumidos utilizaremos un valor más conservador de 8%.



Figura 3.9. Gráfico del Acero Tensión-Deformación, para un ensayo real

Fuente: Elaboración Propia
En este capítulo se describen los elementos estructurales analizados en el estudio paramétrico en la presente investigación, sus propiedades geométricas, mecánicas y los distintos estados de carga que se les aplicaron.

Los elementos son una columna de dimensiones pequeñas (30x30cm), una columna de dimensiones medianas (50x50cm), y un muro (20x500cm), lo que se traduce en tres casos analizados bajo cuatro parámetros que llamaremos Caso 2, Caso 1 y Caso 3, respectivamente. En todos los casos se supuso un hormigón H30, con f'<sub>c</sub>= 250 Kg/cm<sup>2</sup>, y el modelo Tensión–Deformación del hormigón según Hognestad (1952) descrito en el capítulo III. Los diferentes parámetros fueron:

- Carga axial P
- Fluencias o tipos de Acero
- Razones F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub>
- Cuantías de Acero del 1%, 3% y 6%

## 4.1 Caso 1: Columna de 50 cm x 50 cm

Se estudió una columna cuadrada de dimensiones medianas, de 50x50cm, reforzada con barras longitudinales en los bordes, (ver Figura 4.1) sometida a flexo-compresión. El recubrimiento al eje de las barras fue 5 cm.



Figura 4.1. Caso 1: Columna 50cm x 50cm

Fuente: Elaboración Propia

## 4.1.1 Carga Axial

Se estudió la columna sometida a los tres niveles siguientes de compresión axial P:

- P = 1.000 Kg
- P = 62.500 Kg
- P = 125.000 Kg
- P = 312.500 Kg

El nivel de carga axial P = 1.000 Kg representa el caso de una viga con carga axial muy pequeña. Los otros tres niveles representan un 10%, un 20% y un 50% de la carga nominal máxima del hormigón, que es  $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 250 \text{ kg}/\text{cm}^2$  = 625.000 Kg.

# 4.1.2 Modelación de la Curva Tensión–Deformación del acero y valor de la Tensión de Fluencia

Se usó el modelo Trilineal del comportamiento del acero descrito en el capítulo III. Ver figura 4.2. Se consideraron tres niveles del valor real de la tensión de fluencia. El valor mínimo del gráfico para el acero es de 0.02 y el máximo 0.08.



# Figura 4.2. Relación Tensión-Deformación idealizada del Acero con comportamiento Elastoplástico Trilineal

Fuente: Elaboración Propia

Fluencias:

- 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>
- 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>
- 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

El primero es el valor nominal de la fluencia del acero A63-42H, el tipo de acero de refuerzo del hormigón más usado en la construcción nacional.

El tercer valor corresponde aproximadamente al máximo valor real de fluencia que puede tener una barra de acero A63-42H según el ACI-318, ver ACI 318-05 21.2.5(a).

El otro valor corresponde a un valor intermedio entre los dos primeros.

## 4.1.3 Razones Fu/Fy

Las razones Fu/Fy son las siguientes:

- 1.1
- 1.25
- 1.33
- 1.5
- 1.67

El valor de F<sub>U</sub>/F<sub>y</sub> igual a 1,33 se utilizó ya que corresponde al mínimo exigido en la antigua norma chilena NCh 204Of77, y mientras que el valor 1,25 corresponde al mínimo de la norma vigente.

El resto de los valores de F<sub>U</sub>/F<sub>Y</sub> se eligieron para obtener resultados sobre y bajo los dos valores que nos interesan.

## 4.1.4 Cuantías

Los porcentajes de cuantías utilizados son los siguientes:

- 1%
- 3%
- **6**%

El 1% y 6% son el mínimo y máximo aceptado por el ACI-318, ver ACI 318-05 21.4.3. El 3% es un valor intermedio y no se utilizaron otras variaciones por no considerarse que fuesen importantes.

#### 4.2 Caso 2: Columna de 30 cm x 30 cm

Se estudió una columna cuadrada de dimensiones pequeñas, de 30x30cm, reforzada con barras longitudinales en los bordes y sometida a flexo-compresión (ver Figura 4.3). El recubrimiento al eje de las barras fue 5 cm.



Figura 4.3. Caso 2: Columna 30cm x 30cm

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.2.1 Aplicación de Carga Axial P

Se estudió la columna sometida a los tres niveles siguientes de compresión axial P:

- P = 1.000 Kg
- P = 22.500 Kg
- P = 45.000 Kg

El nivel de carga axial P = 1.000 Kg representa el caso de una viga, con carga axial muy pequeña. Los otros dos niveles representan un 10% y 20% de la carga nominal máxima del hormigón,  $30 \text{cmx} 30 \text{cmx} 250 \text{Kg/cm}^2 = 225.000 \text{Kg}$ .

# 4.2.2 Modelación de la Curva Tensión–Deformación del acero y valor de la Tensión de Fluencia

Se usó el modelo Trilineal del comportamiento del acero descrito en el capítulo III. Ver figura 4.2. Se consideraron tres niveles del valor real de la tensión de fluencia, según lo explicado en 4.1.2.

- 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>
- 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>
- 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

### 4.2.3 Razones Fu/Fy

Las razones Fu/Fy son las siguientes, según lo explicado en 4.1.3:

- **1**.1
- 1.25
- 1.33
- 1.5
- 1.67

#### 4.2.4 Cuantías

Los porcentajes de cuantías utilizados son los siguientes, según lo explicado en 4.1.4:

- 1%
- 3%
- **6**%

### 4.3 Caso 3: Muro de 500 cm x 20 cm

Se estudió un muro de dimensiones 20x500cm, reforzado con barras longitudinales en los bordes extremos, y sometido a flexo-compresión (ver Figura 4.4). El recubrimiento al eje de las barras fue 5 cm. No se consideró el aporte a la resistencia a flexo - compresión de la malla de acero.

## Figura 4.4. Caso 3: Muro 500cm x 20cm



## Fuente: Elaboración Propia

## 4.3.1 Aplicación de Carga Axial P

Se estudió el muro sometido al siguiente nivel de compresión axial P:

P = 250.000 Kg

El nivel de carga axial P = 250.000 Kg es un 10% de la carga nominal máxima del hormigón,  $20 \text{cm} \times 250 \text{Kg/cm}^2 = 2.500.000 \text{Kg}.$ 

# 4.3.2 Modelación de la Curva Tensión–Deformación del acero y el valor de la Tensión de Fluencia

Se usó el modelo Trilineal del comportamiento del acero descrito en el capítulo III. Ver figura 4.2. Se consideraron tres niveles del valor real de la tensión de fluencia, según 4.1.2.

- 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>
- 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>
- 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

## 4.3.3 Razones Fu/Fy

Las razones Fu/Fy son las siguientes, según 4.1.3:

- 1.1
- 1.25
- 1.33
- 1.5
- 1.67

#### 4.3.4 Cuantías

Los porcentajes de cuantías utilizados son los siguientes:

- 0.3 %
- 1%

El 0.3% es un valor mínimo y 1% un valor intermedio aceptado por el ACI-318, ver ACI 318-05 21.4.3. No se utilizaron otras variaciones ya que no se consideraron que fuesen importantes.

Los elementos escogidos en esta investigación intentan cubrir las estructuras principales y más exigidas en una edificación; sus resultados mostrarán el comportamiento de las ductilidades, deformaciones y desplazamientos de estos frente a diferentes cargas axiales. Esto con el fin de entender y combinar de un modo más preciso el diseño en Hormigón Armado.

En la figura 4.5 se muestra un ejemplo del gráfico Momento-Curvatura, que se obtiene de los resultados para el Caso 1, específicamente carga axial 1000 Kg, Fluencia 4200 Kg/cm<sup>2</sup>, razón Fu/Fy correspondiente a 1.33 y cuantía del 1%.



Figura 4.5. Ejemplo Gráfico Momento – Curvatura (Φ)

Fuente: Elaboración Propia

En este capítulo se presentan resultados obtenidos para los casos descritos, así como las conclusiones a las que se ha llegado en cada uno de ellos.

El capítulo se centra en el análisis del efecto de la razón de tensiones última a fluencia y el valor real de la tensión de fluencia sobre lo siguiente: los requisitos de diseño de corte de vigas y columnas por capacidad, según capítulo 21.3.4 del ACI-318, y las ductilidades de cada caso analizado.

#### 5.1 Diseño de corte por capacidad

En la determinación de las fuerzas laterales equivalentes que representan los efectos del sismo para el tipo de marco considerado, se supone que los elementos del marco disiparán energía en el rango no lineal de respuesta. A menos que un elemento de marco tenga una resistencia del orden de 3 a 4 veces los esfuerzos de diseño, debe suponerse que llegará a la fluencia en el caso de un sismo mayor. El esfuerzo de corte de diseño debe ser una buena aproximación del corte máximo que se puede desarrollar en el elemento. Por lo tanto, la resistencia al corte requerida en elementos de marco se debe obtener de la resistencia a flexión de dicho elemento más que de los esfuerzos de corte mayorado obtenido del análisis de cargas laterales. Esto es un diseño por capacidad, en el que se asegura que no ocurra falla de corte, que es frágil, antes que la falla en flexión.

Sea M<sub>pr</sub> el momento de flexión resistente probable de los elementos, con o sin carga axial, determinado usando las propiedades mecánicas reales de los materiales en las caras de los nudos. Suponiendo que en los extremos del elemento, en las caras del nudo, actúan momentos de signo opuesto correspondientes a esa resistencia probable M<sub>pr</sub>, y que el elemento está además cargado con cargas gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz, entonces, del equilibrio descrito en la Figura 5.1 se puede calcular el corte máximo (V<sub>e</sub>) que se desarrollaría en los extremos del elemento.

La importancia de M<sub>pr</sub> en el diseño radica en ser fundamental en el requisito de resistencia la corte. La fuerza de corte de diseño V<sub>e</sub> se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo, con los momentos M<sub>pr</sub> aplicados (Ver Fig. 5.1).

Debido a que la tensión de fluencia real de la armadura longitudinal puede exceder a la tensión de fluencia especificada, y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación de la armadura en un nudo sujeto a grandes rotaciones, ACI 318, Sección 21.3.4.1

indica que el momento  $M_{pr}$  para el diseño al corte se determina usando una tensión de fluencia igual a 1.25  $F_y$  para la armadura longitudinal, donde  $F_y$  es la tensión de fluencia nominal de diseño, y un factor de reducción de la resistencia  $\Phi$  de 1.0.



Figura 5.1.Esfuerzo de corte de diseño en vigas principales y columnas

Fuente: Elaboración Propia

Notas:

1. La dirección de la fuerza de corte  $V_e$  depende de la magnitud relativa de las cargas gravitacionales y el corte generado por los momentos en los extremos.

 Los momentos en los extremos M<sub>pr1</sub> y M<sub>pr2</sub> pueden ser diferentes. Ambos momentos en los extremos deben ser considerados en ambas direcciones, en el sentido de las manecillas del reloj y a la inversa.

3. El momento en el extremo  $M_{pr}$  para columnas no necesita ser mayor que los momentos generados por el  $M_{pr}$  de las vigas que llegan al nudo viga-columna.  $V_e$  no debe ser nunca menor que el requerido por el análisis de la estructura.

Si la resistencia flexural real que desarrolla la viga o columna es mayor que M<sub>pr1</sub> y M<sub>pr2</sub>, entonces el corte solicitante real será mayor que el corte V<sub>e</sub> de diseño, pudiendo ocurrir la falla por corte del elemento antes de lo esperado.

## 5.1.3 Cálculo de M<sub>pr</sub>

El cálculo de M<sub>pr</sub> se obtiene para cada caso del diagrama de interacción. Como se considera que el refuerzo usado es acero A63-42H, con tensión de fluencia nominal igual a 4.200 Kg/cm<sup>2</sup> la fluencia debe ser 1.25 x 4.200 Kg/cm<sup>2</sup> = 5.250 Kg/cm<sup>2</sup>. Ver las tablas 5.1 a 5.5 para los valores de M<sub>pr</sub> obtenidos en cada caso.

Carga Axial (Kg)	Cuantía 1%	Cuantía 3%	Cuantía 6%
1.000	27.92	79.81	157.43
62.500	39.46	90.74	167.91
125.000	49.11	100.22	177.28
312.500	53.18	99.77	173.14

Tabla 5.1. M<sub>pr</sub> (T-m) para Caso 1 – Columna 50 x 50 cm

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.2. M<sub>pr</sub> (T-m) para Caso 2 – Columna 30 x 30 cm

Carga Axial (Kg)	Cuantía 1%	Cuantía 3%	Cuantía 6%
1.000	5.59	14.99	28.8
22.500	7.73	16.89	30.53
45.000	9.62	18.56	31.22

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.3. M<sub>pr</sub> (T-m) para Caso 3 – Muro 500 x 20 cm

Carga Axial (Kg)	Cuantía 0.3%	Cuantía 1%
250.000	937.35	1837.72

Fuente: Elaboración propia

El momento resistente real ( $M_n$ ) que pueden desarrollar las vigas y columnas fue calculado anteriormente para diferentes valores reales de la tensión de fluencia de las barras de acero y razones de tensión última a tensión de fluencia. En los gráficos de las figuras 5.2 a 5.25 se muestra la variación de la razón  $M_n/M_{pr}$  para distintos valore de la razón  $F_u/F_y$ , para los casos analizados. Los valores de la razón  $M_n/M_{pr}$  mayores que 1,0 significan que el elemento puede desarrollar una resistencia flexural mayor que el momento usado en diseño, y que, por lo tanto, en una situación real podría superarse la resistencia al corte de la viga o columna.



Figura 5.2. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

En la Figura 5.2 se muestran los resultados del caso 1, con 1.000 kg de carga axial y acero con tensión de fluencia real igual a 4.200 kg/cm<sup>2</sup>. La tendencia en el gráfico muestra que a medida que se incrementa la razón  $F_u/F_y$ , aumenta la razón  $M_n/M_{pr}$ . La razón  $M_n/M_{pr}$  aumenta más rápidamente para cuantías menores de refuerzo. La razón  $M_n/M_{pr}$  comienza con valores bajo 1,0 y aumenta sobre este valor en cuantías de refuerzo pequeñas y razón  $F_u/F_y$  1.67.

Esta tendencia se explica porque, para la sección en flexión prácticamente pura, la deformación en el acero supera el 2%, entrando en zona de endurecimiento. Por lo tanto, al aumentar la razón F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub> aumenta la tensión máxima en el acero, por lo que resulta un momento resistente cada vez mayor.





Fuente: Elaboración Propia

Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 5.3 se muestran los resultados del caso 1, con 1.000 kg de carga axial y acero con tensión de fluencia real igual a 4.800 kg/cm<sup>2</sup>. A medida que se incrementa la razón  $F_u/F_y$ , aumenta la razón  $M_n/M_{pr}$ , la que aumenta más rápidamente para cuantías menores de refuerzo. Como era de esperar, ya que la fluencia es mayor, los puntos se desplazan hacia arriba con respecto al caso de fluencia 4200 kg/cm<sup>2</sup>. La razón  $M_n/M_{pr}$  comienza con valores bajo 1,0 y supera este valor para la cuantía de refuerzo pequeña (1%) y a partir de la razón  $F_u/F_y$  1,25, llegando hasta valores mayores que 1,15 para  $F_u/F_y$  igual 1,67. Para otras cuantías mayores la razón  $M_n/M_{pr}$  supera levemente el valor 1,0.



Figura 5.4. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 5.4 se muestran los resultados del caso 1, con 1.000 kg de carga axial y acero con tensión de fluencia real igual a 5400 kg/cm<sup>2</sup>. Se repite la tendencia descrita antes, pero ahora para todos los casos la razón  $M_n/M_{pr}$  es mayor que 1,0. El mayor valor de  $M_n/M_{pr}$  es 1,22, para cuantía pequeña y razón  $F_u/F_y$  1,67. Para cuantías mayores no se supera el valor 1,18.



Figura 5.5. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia



Figura 5.6. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

Figura 5.7. Razón  $M_n/M_{pr}$  para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración Propia

En las Figuras 5.5 a 5.7 se muestran los resultados del caso 1, con 62.500 kg de carga axial, para acero con valores de la tensión de fluencia real iguales a 4.200, 4.800 y 5.400 kg/cm<sup>2</sup>. La tendencia observada es similar a la observada para el caso con 1.000 kg de carga axial, pero la pendiente es menor. Por otro lado, para todos los valores de  $F_u/F_y$  la razón  $M_n/M_{pr}$  es menor que 1,0.



Figura 5.8. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Figura 5.9. Razón  $M_n/M_{pr}$  para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración Propia

Figura 5.10. Razón  $M_n/M_{pr}$  para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración Propia

En las Figuras 5.8 a 5.10 se muestran los resultados del caso 1, con 125.000 kg de carga axial, para acero con valores de la tensión de fluencia real iguales a 4.200, 4.800 y 5.400 kg/cm<sup>2</sup>. Para este nivel de carga axial la razón  $F_u/F_y$  no influye en el valor obtenido de  $M_n/M_{pr}$ . Esto se debe a que el hormigón alcanza la rotura antes de que el acero alcance el endurecimiento.

Sí es importante el valor de la tensión de fluencia, ya que al aumentar ésta aumenta  $M_n/M_{pr}$ . En todo caso, sólo para aceros con tensión de fluencia 5.400 kg/cm<sup>2</sup> el valor de  $F_u/F_y$  es levemente mayor que 1,0.



Figura 5.11. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>



Figura 5.12. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración Propia



Figura 5.13. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



En las Figuras 5.11 a 5.13 se muestran los resultados del caso 1, con 312.500 kg de carga axial (carga axial alta), para acero con valores de la tensión de fluencia real iguales a 4.200, 4.800 y 5.400 kg/cm<sup>2</sup>. La tendencia es similar que para el caso de carga axial igual 125.000 kg, en que la razón  $F_u/F_y$  no influye en el valor obtenido de  $M_n/M_{pr}$ . Esto se debe a que el Hormigón alcanza la rotura antes de que el acero alcance el endurecimiento.

Sí es importante el valor de la tensión de fluencia, ya que al aumentar la fluencia aumenta  $M_n/M_{pr}$ . Para el caso de aceros con fluencia 5.400 kg/cm<sup>2</sup> se alcanzan razones  $M_n/M_{pr}$  iguales a 1,18.



Figura 5.14. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia



Figura 5.15. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

Figura 5.16. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración Propia

En las Figuras 5.14 a 5.16 se muestran los resultados del caso 2, con 1.000 kg de carga axial, para acero con valores de la tensión de fluencia real iguales a 4.200, 4.800 y 5.400 kg/cm<sup>2</sup>. La tendencia observada es similar a la observada para el caso 1 con 1.000 kg de carga axial, pero la pendiente es menor. Por otro lado, para todos los valores de  $F_u/F_y$  la razón  $M_n/M_{pr}$  Es menor que 1,0.



Figura 5.17. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

Figura 5.18. Razón  $M_n/M_{pr}$  para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración Propia

Figura 5.19. Razón  $M_n/M_{pr}$  para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración Propia

En las Figuras 5.17 a 5.19 se muestran los resultados del caso 2, con 22.500 kg de carga axial, para acero con valores de la tensión de fluencia real iguales a 4.200, 4.800 y 5.400 kg/cm<sup>2</sup>. La tendencia observada es similar a la observada para el caso 2 con 1.000 kg de carga axial, pero la pendiente es mucho menor, casi invariable. Por otro lado, para todos los valores de  $F_u/F_y$  la razón  $M_n/M_{pr}$  Es menor que 1,0.



Figura 5.20. Razón  $M_n/M_{pr}$  para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia



Figura 5.21. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia



Figura 5.22. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

En las Figuras 5.20 a 5.22 se muestran los resultados del caso 2, con 45.000 kg de carga axial, para acero con valores de la tensión de fluencia real iguales a 4.200, 4.800 y 5.400 kg/cm<sup>2</sup>. La tendencia observada es similar a la observada para el caso 2 con 22.500 kg de carga axial, pero la pendiente es menor. Por otro lado, para todos los valores de  $F_u/F_y$  la razón  $M_n/M_{pr}$  Es menor que 1,0.



Figura 5.23. Razón  $M_n/M_{pr}$  para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>



En la Figura 5.23 se muestran los resultados del caso 3, con 250.000 kg de carga axial y acero con tensión de fluencia real igual a 4.200 kg/cm<sup>2</sup>. La tendencia en el gráfico muestra que a medida que se incrementa la razón  $F_u/F_y$ , aumenta la razón  $M_n/M_{pr}$ . La razón  $M_n/M_{pr}$  aumenta más rápidamente para cuantías menores de refuerzo. La razón  $M_n/M_{pr}$  comienza con valores bajo 1,0 y supera este valor para cuantías de refuerzo pequeñas y razón  $F_u/F_y$  igual 1.67.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 5.24. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

Figura 5.25. Razón M<sub>n</sub>/M<sub>pr</sub> para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración Propia

En las Figuras 5.24 y 5.25 se muestran los resultados del caso 3, con 250.000 kg de carga axial y acero con tensión de fluencia real igual a 4.800 y 5.400 kg/cm<sup>2</sup>. La tendencia en el gráfico muestra que a medida que se incrementa la razón  $F_u/F_y$ , aumenta la razón  $M_n/M_{pr}$ . La razón  $M_n/M_{pr}$  para acero 5.400 kg/cm<sup>2</sup> comienza con valores iguales a 1,0 y supera este valor para todas las cuantías de refuerzo y razones  $F_u/F_y$ , además se alcanzan razones iguales a  $M_n/M_{pr}$  1,12.

#### Conclusiones del análisis del efecto de la razón F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub> sobre la solicitación real de corte.

El objetivo principal de un diseño es que las solicitaciones reales no superen las resistencias de la estructura. Cuando hacemos énfasis en la importancia del valor de M<sub>pr</sub>, es para controlar el valor real del corte solicitante V<sub>e</sub>, ya que lo esperado es que el momento real que pueda desarrollar un elemento, por ejemplo una viga, no supere al utilizado en el diseño.

Si este valor de  $V_e$  es superado es muy posible que la armadura en los estribos sea insuficiente, y que la estructura falle por corte.

La condición de diseño al corte es que  $V_n \ge \frac{V_e}{\phi}$ , donde  $V_n$  es la resistencia nominal de corte y  $\phi$  es el factor de minoración.

Se define *V*<sub>real</sub> el corte real solicitante como:

$$V_{real} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{L} \pm \frac{W}{2}$$
 en vigas y  $V_{real} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{H}$  en columnas

Si imponemos que el diseño fue ejecutado, es decir  $V_n \ge \frac{V_e}{\phi}$ , entonces la condición para que el corte real no produzca daño sería:  $V_n = V_{real}$ . Esto es equivalente a suponer  $\phi$ =1,0 para la verificación de resistencia.

Entonces se debe cumplir que:  $\frac{1}{\phi} \ge \frac{V_{real}}{V_e}$ 

Si suponemos, razonablemente, que  $\frac{W}{2} \ll \frac{M_{n1} + M_{n2}}{L}$  entonces:

$$\frac{1}{\phi} \ge \frac{V_{real}}{V_e} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{M_{pr1} + M_{pr2}} \quad \text{que podemos aproximar a:} \qquad \frac{1}{\phi} \ge \frac{M_n}{M_{pr}}$$

En ACI 318-05 el factor de reducción de resistencia  $\phi$ =0,85, con lo que se obtiene que si  $\frac{M_n}{M_{pr}} \leq \frac{1}{0.85} = 1,176$  entonces no ocurriría falla frágil de corte.

Para los ensayos realizados en esta investigación se encontró resultados que entran en el rango anterior en los siguientes casos:

Para el Caso 1, columna 50 cm x 50 cm, con carga axial de 1000 kg se encontró un  $M_n/M_{pr}$  mayor a 1,1 para las razones  $F_u/F_y$  de 1.25, 1.33, 1.5 y 1.67; cuantía de 1%. Y en las razones  $F_u/F_y$  de 1.5 y 1.67; cuantía de 3 y 6%.

Valores de  $M_n/M_{pr}$  mayor a 1.2 para las razones  $F_u/F_y$  de 1.5 y 1.67; cuantía de 1%.

No se presentan valores no recomendados de  $M_n/M_{pr}$  en las siguientes cargas hasta llegar a 312.500 Kg. Aquí existen valores de  $M_n/M_{pr}$  mayores a 1.1 para las razones  $F_u/F_y$  de 1.0, 1.1, 1.25, 1.33, 1.5 y 1.67 para todas las cuantías.

Caso 2, columna 30 cm x 30 cm, no existe ningún valor no recomendado para Mn/Mpr.

Caso 3, muro 500 cm x 20 cm, carga axial de 250.000 Kg se encontró un  $M_n/M_{pr}$  mayor a 1.1 para las razones  $F_u/F_v$  de 1.1 y 1.5; cuantía de 0.3%

#### 5.2 Análisis de Ductilidad

La ductilidad es una de las propiedades más importantes de los aceros y se relaciona directamente con la capacidad de estos de absorber energía antes de llegar a la rotura. El acero dúctil soporta incrementos de tensión más elevados y permite mayores alargamientos, lo que mejora las prestaciones de las estructuras en general y proporciona un margen adicional de seguridad.

#### 5.2.1 Ductilidad del Acero Calculada

Para acero 4200 kg/cm<sup>2</sup>: 40.0 Para acero 4800 kg/cm<sup>2</sup>: 35.0 Para acero 5400 kg/cm<sup>2</sup>: 31.1

#### 5.2.2 Ductilidad de la Sección

A continuación se analizará la ductilidad de la sección a través de gráficos donde se muestran los valores de las ductilidades versus la razón F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub> para todos los casos con sus respectivas condiciones.

La ductilidad de las secciones se calculó como la razón entre la máxima curvatura plástica dividido por la curvatura de fluencia de la sección.



Figura 5.26. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia





Fuente: Elaboración propia



Figura 5.28. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

En las figuras 5.26 a 5.28 se muestra la variación de ductilidad al cambiar la cuantía de refuerzo y la razón  $F_u/F_y$  con carga axial muy pequeña (1.000 kg). Bajo las condiciones señaladas, para este tipo de columna no influye la razón  $F_u/F_y$ , dada que es un elemento muy flexible fallando primero el acero y alcanzando deformaciones muy grandes superando el 2%.



Figura 5.29. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.30. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia



Figura 5.31. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

En las figuras 5.29 a 5.31, las columnas con baja carga axial se observa la misma tendencia que en las columnas con carga axial casi nula. La ductilidad varía entre 4,2 y 10,3, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor y baja fluencia. Bajo las condiciones señaladas, para este tipo de columna no influye la razón F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub>, dada que es un elemento muy flexible fallando primero el acero y alcanzando deformaciones muy grandes superando el 2%.



Figura 5.32. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia



Figura 5.33. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.34. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia

En las figuras 5.32 a 5.34, con carga intermedia, se ve que a medida que aumenta la carga axial las ductilidades disminuyen, con valores entre 4,83 y 6,22. Las ductilidades para diferentes valores de las cuantías tienden a parecerse, y son independientes de las tensiones de fluencia y de la razón  $F_u/F_y$ . Esto se debe a que el hormigón alcanza la rotura antes de que el acero alcance el endurecimiento.



Figura 5.35. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Figura 5.36. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia

Figura 5.37. Ductilidad de la Sección para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia

En las figuras 5.35 a 5.37 se ve que las columnas con carga axial alta tienen una ductilidad menor aún, la que varía entre 2,02 y 2,49, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor. En este caso la ductilidad aumenta levemente al aumentar la tensión de fluencia, pero es independiente de la razón  $F_u/F_y$ .





Fuente: Elaboración propia





Fuente: Elaboración propia



Figura 5.40. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

En las figuras 5.38 a 5.40 se ven las ductilidades del caso 2 con carga axial muy baja. En este caso la ductilidad que varía entre 2,1 y 4,6, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor y baja fluencia. Al aumentar la razón  $F_u/F_y$  la ductilidad no se ve afectada.



Figura 5.41. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia



Figura 5.42. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.43. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia

En las figuras 5.41 a 5.43 se ven las ductilidades del caso 2 con carga axial mayor. En este caso la ductilidad que varía entre 2,3 y 3,5, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor y baja fluencia. Al aumentar la razón  $F_u/F_y$  la ductilidad no se ve afectada.



Figura 5.44. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.45. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia

Figura 5.46. Ductilidad de la Sección para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia

En las Figuras 5.44 a 5.46 se ve que las columnas con carga axial alta tienen una ductilidad menor, que varía entre 1,7 y 3,2, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor y fluencia menor. La ductilidad es independiente de la  $F_u/F_v$ .



Figura 5.47. Ductilidad de la Sección para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.48. Ductilidad de la Sección para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia



Figura 5.49. Ductilidad de la Sección para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

En las Figuras 5.47 a 5.49 se ven los resultados de ductilidades de los muros. La ductilidad varía entre 10,1 y 12,2, aproximadamente. Se comprueba otra vez que la ductilidad es mayor en el caso de los muros con baja cuantía de refuerzo. La ductilidad es independiente de la  $F_u/F_y$ .

## 5.2.3 Ductilidad del Elemento

A continuación se analizará la ductilidad del elemento a través de gráficos donde se muestran los valores de las ductilidades versus la razón  $F_u/F_y$  para todos los casos con sus respectivas condiciones. La ductilidad de los elementos se calculó como la razón entre el desplazamiento máximo que produce la falla del elemento dividido por el desplazamiento que inició la fluencia en alguna sección.



Figura 5.50. Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia





Fuente: Elaboración propia



Figura 5.52. Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=1.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

En las figuras 5.50 a 5.52 se muestra la ductilidad al cambiar la cuantía de refuerzo y la razón  $F_u/F_y$  para el caso 1 con carga axial muy pequeña (1.000 kg). Las columnas con baja carga axial tienen una ductilidad que varía entre 3,4 y 5,6, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor y baja fluencia. En todos los casos la ductilidad tiene una tendencia a disminuir levemente al aumentar la razón  $F_u/F_y$ . Bajo las condiciones señaladas, para este tipo de columna no influye la razón  $F_u/F_y$ , dada que es un elemento muy flexible fallando primero el acero y alcanzando deformaciones muy grandes superando el 2%.



Figura 5.53. Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia


Figura 5.54. Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.55. Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=62.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia

En las columnas con baja carga axial se observa la misma tendencia que en las columnas con carga axial casi nula, pero para niveles menores de ductilidad. La ductilidad varía entre 4,1 y 6,6, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor y baja fluencia. La razón  $F_u/F_y$  es independiente de la ductilidad.



Figura 5.56. Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.57. Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=125.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia





Fuente: Elaboración propia

En las figuras 5.56 a 5.58, con carga intermedia, se ve que a medida que aumenta la carga axial las ductilidades disminuyen, con valores entre 3,3 y 4,16. Las ductilidades para diferentes valores de las cuantías tienden a parecerse, y son independientes de las tensiones de fluencia y de la razón  $F_u/F_y$ . Esto se debe a que el hormigón alcanza la rotura antes de que el acero alcance el endurecimiento.



Figura 5.59. Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia





Fuente: Elaboración propia



Figura 5.61. Ductilidad del Elemento para Caso 1. P=312.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



En las figuras 5.59 a 5.61 se ve que las columnas con carga axial alta tienen una ductilidad menor aún, la que varía entre 1,6 y 1,9, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor. En este caso la ductilidad aumenta levemente al aumentar la tensión de fluencia, pero es independiente de la razón  $F_u/F_y$ .





Fuente: Elaboración propia



Figura 5.63. Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.64. Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=1.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia

En las figuras 5.62 a 5.64 se ven las ductilidades del caso 2 con carga axial muy baja. En este caso la ductilidad que varía entre 1,8 y 3,1, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor y baja fluencia. Al aumentar la razón  $F_u/F_y$  la ductilidad es independiente de este valor.



Figura 5.65. Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.66. Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>



Figura 5.67. Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=22.500 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia

En las figuras 5.65 a 5.67 se ven las ductilidades del caso 2 con carga axial mayor. En este caso la ductilidad que varía entre 1,9 y 2,5, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor y baja fluencia. Al aumentar la razón  $F_u/F_y$  la ductilidad es independiente de este valor.



Figura 5.68. Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia





Fuente: Elaboración propia



Figura 5.70. Ductilidad del Elemento para Caso 2. P=45.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



En las Figuras 5.68 a 5.70 se ve que las columnas con carga axial alta tienen una ductilidad menor, que varía entre 1,7 y 2,3, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor y fluencia menor. La ductilidad es independiente de la razón  $F_u/F_y$ .



Figura 5.71. Ductilidad del Elemento para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia



Figura 5.72. Ductilidad del Elemento para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.73. Ductilidad del Elemento para Caso 3. P=250.000 Kg. Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>



Fuente: Elaboración propia

En las Figuras 5.71 a 5.73 se ven los resultados de ductilidades de los muros. La ductilidad varía entre 3,3 y 3,8, aproximadamente. Se comprueba otra vez que la ductilidad es mayor en el caso de los muros con baja cuantía de refuerzo. Además, se puede observar que al aumentar la tensión de fluencia disminuye la ductilidad. Por último, la ductilidad es independiente de la razón  $F_u/F_y$ .

### Conclusiones generales del análisis del efecto de la razón F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub> sobre las ductilidades.

Para los casos con carga axial muy pequeña no influye la razón F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub>, dada que es un elemento muy flexible fallando primero el acero y alcanzando deformaciones muy grandes superando el 2%.

Las ductilidades aumentan de valor en los casos con cuantía de refuerzo menor y baja fluencia.

En los casos con carga intermedia, se ve que a medida que aumenta la carga axial las ductilidades disminuyen. Las ductilidades para diferentes valores de las cuantías tienden a parecerse, y son independientes de las tensiones de fluencia y de la razón  $F_u/F_y$ . Esto se debe a que el hormigón alcanza la rotura antes de que el acero alcance el endurecimiento.

En los casos con carga axial alta se presenta una ductilidad menor aún, con mayor valor en los casos con cuantía de refuerzo menor. La ductilidad aumenta levemente al aumentar la tensión de fluencia, pero es independiente de la razón  $F_u/F_y$ .

La razón  $F_u/F_y$  no influye en la ductilidad dado que la fluencia del acero sólo depende de  $F_y$ , y al limitar el drift al 2% la sección falla antes de llegar al tope de su capacidad.

# 5.3 Deformación Máxima del Acero

En las figuras siguientes se grafica la deformación máxima alcanzada por las barras para los casos de aceros con tensión de fluencia 4.200, 4.800 y 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>, de todos los modelos calculados. En el gráfico se muestran las curvas tensión-deformación para el menor y el mayor valor de la razón F<sub>u</sub>/F<sub>v</sub>.

En la mayor parte de los casos las barras de acero entran en endurecimiento, por lo que el momento resistente será mayor que el momento nominal calculado con la tensión de fluencia. En todo caso, se observa que el mayor valor de deformación máxima alcanzada fue de 5%, menor que la deformación para la que se alcanza la tensión máxima y bastante menor que la elongación de rotura. Es decir, para las secciones estudiadas bajo nuestros criterios de diseño no es esperable que se produzca la falla por rotura de las barras. Se observa también que al aumentar el valor de la tensión de fluencia disminuye el valor máximo de la deformación máxima del acero.



Figura 5.74. Deformación Máxima del Acero 4.200 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia



Figura 5.75. Deformación Máxima del Acero 4.800 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia



Figura 5.76. Deformación Máxima del Acero 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

En este capítulo se presentan las principales conclusiones obtenidas sobre los efectos de la variación de la razón del factor de tensión máxima real sobre la tensión de fluencia real ( $F_u/F_y$ ) del acero de refuerzo de elementos de Hormigón Armado sobre las demandas sísmicas en los elementos estructurales, esto luego de ensayar los casos ya descritos, bajo sus respectivas condiciones.

#### **Conclusiones Generales:**

#### Demandas de Ductilidad.

En términos generales la influencia sobre la ductilidad de la razón de tensión máxima real sobre la tensión de fluencia real ( $F_u/F_y$ ) sobre ésta podemos decir que es nula, sin embargo se recomienda usar un valor límite inferior a  $F_u/F_y=1,0$  ya que el acero bajo esta condición tiende a endurecerse.

Y en los valores de la razón  $F_u/F_y$  mayores no se presentan cambios significativos.

#### Demandas por capacidad.

Como se indicó en el capítulo anterior el objetivo principal de un diseño es que las solicitaciones reales no superen las resistencias de la estructura.

Por ello, como ya se explicó en el capítulo V para el diseño al corte por capacidad, se recomienda que la razón  $M_n/M_{pr}$  no sobrepase el valor 1,1. Para valores mayores a 1,20 se puede incurrir en un diseño errado.

En los casos analizados surgieron valores de razón  $M_n/M_{pr}$  no recomendados, estos tendieron a aparecer mayormente en los elementos con razones de  $F_u/F_y$  mayores a 1,25, por lo tanto se recomienda incluir un valor límite superior no mayor a 1,33.

#### Fluencia real mayor a la fluencia nominal.

El comportamiento de los elementos estructurales cuando la tensión de fluencia real es mayor que la tensión de fluencia nominal se ven afectados cuando se sobrepasan sus límites. El ACI-318 en su capítulo 21 impone exigencias especiales a las barras de acero de refuerzo. Un valor máximo de la tensión de fluencia real de las barras, para evitar una falla frágil por corte del elemento o pérdida de adherencia de la barra, y que es la fluencia nominal más 120 MPa. Ver ACI-318-05 21.2.5.

En la norma chilena NCh204.Of2006 sólo el acero A630-420H tiene un límite superior de la tensión de fluencia, de 580 MPa, es decir, mayor que el exigido por el ACI 318.

Es necesario evaluar la seguridad de las estructuras de HA diseñadas según el ACI 318, como se exige en la norma de diseño sísmico NCh433, pero reforzadas con aceros chilenos. Es así como en nuestros ensayos hemos calculado con un valor de fluencia para el acero de 4.200 Kg/cm<sup>2</sup> aceptado por la norma, además de 4.800 Kg/cm<sup>2</sup> y 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>.

Al analizarse los resultados de diseño por capacidad, en todos los casos donde surgen valores no recomendados para la razón  $M_n/M_{pr}$  el acero de fluencia es de 5.400 Kg/cm<sup>2</sup>, lo cual sugiere que el límite superior debiera ser menor y de no ser así, hacer énfasis en un detallado cuidado al momento de diseñar las armaduras para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo indicadas en la norma chilena.

Sería interesante continuar con las líneas investigativas señaladas, para poder obtener resultados y conclusiones más exactas al respecto, que nos permitan limitar valores mínimos y máximos en el diseño con aceros chilenos adaptados a normas internacionales.

- ACI: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. 2005. Building Code Requirements for Concrete. 1 ed. Estados Unidos. 586p.
- CANALES A., D. A. 2002. Comportamiento de Columnas de Hormigón Armado sometidas a Compresión Pura y a Flexo-Compresión. Tesis Ing. Civil. Santiago, Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería. 229 p.
- CELIS R., M. 1999. Análisis del factor tensión máxima sobre tensión de fluencia (F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub>) del acero en la actual norma chilena NCh 204.Of78. Tesis Ing. Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Cs. Físicas y Matemáticas. 70 p.
- HOGNESTAD, E. 1952. Inelastic Behavior in Test of Eccentrically Loaded Short Reinforced Concrete Columns. ACI Structural Journal. (oct.): 117-139.
- HOGNESTAD, E.; N. W. HANSON. 1955. Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design. ACI Structural Journal. 52(4): 455-480.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION (INN). 1977. Acero Barras laminadas en caliente para hormigón armado. NCh 204.0f77. 1 ed. Chile. 15p.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION (INN). 2006. Acero Barras laminadas en caliente para hormigón armado. NCh 204.0f2006. 1 ed. Chile. 22p.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION (INN). 1996. Diseño sísmico de edificios. NCh 433.0f1996. 1 ed. Chile. 42p.
- LÜDERS SCH., C. 1983. Influencia de la meseta de fluencia y de la zona de endurecimiento de los aceros de refuerzo en la ductilidad de elementos de hormigón armado. Revista Apuntes de Ingeniería (12): 97-114.
- MCDERMOTT, J., F. 1998. Interrelationships between reinforcing bar physical properties and seismic demands. ACI Structural Journal. 95(2): 175-182.
- PAULAY, T.; M.J.N. PRIESTLEY. 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York, Wiley. 744 p.

- POSTON, R.W.; T.E. GILLIAM; T. YAMAMOTO; J. E. BREEN. 1985. Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design. ACI Structural Journal. (dic): 779-787.
- RIDELL, R.; P. HIDALGO. 2002. Diseño estructural; 3 ed. Santiago, Ediciones Universidad Católica de Chile. 543 p.

### ANEXO A: Descripción de Programa Computacional de Análisis

#### Ingreso de datos

La entrada de datos que permite resolver un determinado problema en el Programa se puede llevar a cabo utilizando archivos de tipo Excel o bien utilizando el editor de texto del programa Matlab.

Gran atención se debe tener con las unidades en que se ingresan los datos del problema que se quiere resolver con el Programa. Debe existir coherencia entre todas las unidades utilizadas en los datos, y además se deben respetar las unidades que rigen las expresiones de los modelos tensión-deformación del hormigón y el acero.

En un mismo archivo Excel se deben completar 5 planillas distintas con la siguiente información de un determinado problema.

- Datos generales de la carga que actúa sobre la sección.
- Datos de la geometría de la sección.
- Datos del tipo de hormigón utilizado en la sección.
- Datos de las características de las barras de refuerzo.
- Datos de los tipos de acero incluidos en la sección.

Luego de ingresar los datos, cada una de las planillas de Excel se debe guardar como un archivo de texto (delimitado por tabulaciones). Se debe tener cuidado de colocar siempre la separación de números enteros y decimales con punto y no con coma para que sean compatibles con el formato Matlab. En el caso que no se requiera completar algún dato por ser innecesario en la solución del problema, el espacio debe ser llenado con un número cero para que la matriz de datos sea rectangular. Canales (2002).

La información detallada de los requerimientos de cada una de estas planillas a continuación.

 a) Datos generales de la carga sobre la sección: esta planilla es llamada *mDatosG1* y en ella se ingresa la información relacionada al tipo de carga sobre la sección y al número de bloques y barras en que se discretiza la misma.

Para el caso de la sección bajo Fuerza axial constante se crea un vector de datos generales de 7 columnas que contiene la siguiente información: valores arbitrarios de las excentricidades de carga  $e_x$  y  $e_y$  las cuales deben representar la razón que existe entre

ellas y el signo correspondiente; el número de bloques y barras en que se discretiza la sección; la deformación máxima en la fibra más comprimida de la sección, el valor de la carga axial que se está ejerciendo en forma constante y la deformación máxima del acero. Ver Tabla A1.

Como el programa necesita saber la dirección en que se aplica la carga, es decir el cuadrante en que se aplica la carga con respecto al centro plástico, se deben colocar valores arbitrarios de las excentricidades que permitan representar la razón que existe entre ellas y el signo correspondiente.

ex (cm)	ey (cm)	N	Cb	ec max	Fdado (Kg)	es ulti
4	0	1	8	0.006	1000	0.08

Tabla A1. Formato Excel de Datos generales

b) Datos de la geometría de la sección: esta planilla se denomina *mDatosCBO* y consiste en una matriz en que las columnas contienen los datos más importantes de cada bloque. A cada fila de esta matriz le corresponde un bloque de la sección como se puede ver en la Tabla A2.

NB es el número que se asigna al bloque dentro de la sección para identificarlo, x1 es la coordenada en la dirección *X* del punto extremo 1 del bloque ingresada en unidades consistentes con el resto de los datos, y1 es la coordenada en la dirección *Y* del punto extremo 1 del bloque ingresada en unidades consistentes con el resto de los datos, x3 es la coordenada en la dirección *X* del punto extremo 3 del bloque ingresada en unidades consistentes con el resto de los datos, y3 es la coordenada en la dirección *Y* del punto extremo 3 del bloque ingresada en unidades consistentes con el resto de los datos, y3 es la coordenada en la dirección *Y* del punto extremo 3 del bloque ingresada en unidades consistentes con el resto de los datos, nb es el número entero en que se dividió la base del bloque, nh es el número entero en que se dividió la base del bloque, nh es el número entero en que se dividió la base del bloque, nh es el número entero en que se dividió la base del bloque, nh es el número entero en que se dividió la base del bloque, nh es el número entero en que se dividió la base del bloque, nh es el número entero en que se dividió la base del bloque, nh es el número entero en que se dividió la base del bloque, nh es el número entero en que se dividió la altura del bloque y TipoH equivale al número de la fila de la matriz de datos DatosTipoH en que se encuentran las características del hormigón del bloque al cual se les están asignando los datos.

Tabla A2. Formato Excel de Datos de la Geometría de la sección

NBloque	x1 (cm)	y1 (cm)	x3 (cm)	y3 (cm)	nb	nh	Tipo Hormigón
1	0	0	50	50	200	1	1

Fuente: Elaboración Propia

Fuente: Elaboración Propia

c) Datos de los tipos de hormigones usados en la sección: esta planilla llamada mdatosTipoH contiene una matriz donde cada fila representa los datos de las diferentes constitutivas del hormigón que se usarán en el análisis de la sección. A cada fila de esta matriz le corresponde un bloque de la sección como se puede ver en la Tabla A3. La columna Idealización corresponde al tipo de modelo tensión-deformación del hormigón escogida, la columna A corresponde al f'<sub>c</sub> del hormigón, la columna B al valor de deformación mínima del hormigón y la columna C al valor de la deformación máxima del hormigón.

Tabla A3. Dat	tos del	Hormigo	źη
---------------	---------	---------	----

Idealización	A (Kg/cm²)	В	С
1	250	0.002	0.006

Fuente: Elaboración Propia

d) Datos de las características de las barras de refuerzo: esta planilla llamada *mDatosb* se definen la ubicación y dimensiones de cada barra de refuerzo. Este archivo consiste en una matriz en donde las columnas contienen los datos más importantes de cada barra longitudinal. Cada fila corresponde a una barra de la sección. Se pude ver en la Tabla A4. La columna Nb es el número que se asigna a la barra longitudinal dentro de la sección para identificarla, db es el diámetro de la barra ingresado en unidades consistentes con el resto de los datos, xb es la coordenada de la barra medida en la dirección *X* definida con respecto al mismo origen establecido para las coordenadas de los bloques, yb es la coordenada de la barra medida con respecto al mismo origen establecido para las coordenadas de los bloques, Tipob equivale al número de la fila de la matriz de datos DatosTipob en que se encuentran las características del acero de la barra a la cual se les están asignando los datos y TipoHb equivale al número de la fila de la matriz de datos DatosTipoH en que se encuentran las características del hormigón que rodea la barra a la que se les están asignando los datos.

#### Tabla A4. Datos de las Barras de Refuerzo

Nb	db	xb	yb	Tipob	TipoHb
1	1.995	5	5	1	1

Fuente: Elaboración Propia

e) Datos de los tipos de acero incluidos en la sección: en esta planilla llamada *mDatosTipob* se definen las propiedades de cada uno de los tipos de acero de las barras de refuerzo usados en la sección. Este archivo contiene una matriz donde cada fila representa los datos de alguno de los modelos tensión-deformación para el acero. Para el ejemplo de la tabla A5 se utilizó un modelo tensión-deformación del acero Trilineal que se ve reflejado en la primera columna con el número 2, los parámetros de las otras columnas fueron detallados en el Capítulo III.

		Tabla A5	. Datos de	los tipo	s de Ac	ero		
- Fut Fo Ft Fno Fnt Foo Fot								

Idealización	Fyc	Fyt	Ec	Et	Ерс	Ept	Eec	Eet	eec	eet
2	4200	-4200	2100000	2100000	0	0	100000	100000	0.02	-0.02
			_							

Fuente: Elaboración Propia

#### Ejecución del Programa.

Una vez que se han ingresado los datos del problema en las matrices antes descritas se puede calcular a través de las funciones creadas en Matlab el análisis seccional o la respuesta completa de una columna o muro de hormigón armado.

El primer paso en la ejecución del Programa es la iniciación de los datos y el segundo paso es llamar las funciones creadas en Matlab.

### Ejemplo función para vigas-columnas.

### Caso 1 Columna de 50 cm x 50 cm.

Características de la sección: acero 4200 Kg/cm<sup>2</sup>, carga 62.500 Kg, cuantía 3%.

La cantidad de archivos en Excel necesarios son cinco, como ya se indicó en el punto anterior, estos son: *mDatosG1, mDatosCBO, mdatosTipoH, mDatosb, mDatosTipob.* 

- *mDatosG1* (Datos generales de la carga sobre la sección)

Tabla A6. Formato Excel de Datos ge	nerales Caso 1
-------------------------------------	----------------

ex (cm)	ey (cm)	Ν	Cb	ec max	Fdado (Kg)	es ulti
4	0	1	8	0.006	62500	0.08

Fuente: Elaboración Propia

Donde: ex y ey son valores arbitrarios de las excentricidades de carga en x e y, N el número de bloques en que se discretiza la sección, Cb el número de barras en que se discretiza la sección,

ec la deformación máxima del hormigón, F el valor de la carga axial y es la deformación máxima del acero.

- mDatosCBO (Datos de la geometría de la sección)

NBloque	x1 (cm)	y1 (cm)	x3 (cm)	y3 (cm)	nb	nh	Tipo Hormigón
1	0	0	50	50	200	1	1

## Tabla A7. Formato Excel de Datos de la Geometría de la sección Caso 1

Fuente: Elaboración Propia

Donde: NB es el número que se asigna al bloque dentro de la sección, *x* e *y* son las coordenadas para la geometría de la sección, nb es el número en que se dividió la base del bloque, nh es el número en que se dividió la altura del bloque y TipoH corresponde la número del tipo de hormigón que se explica en el archivo *mdatosTipoH*.

- mdatosTipoH (Datos de los tipos de hormigones usados en la sección)

Idealización	A (Kg/cm <sup>2</sup> )	В	С
1	250	0.002	0.006

### Tabla A8. Datos del Hormigón Caso 1

Fuente: Elaboración Propia

Donde: A corresponde al  $f'_c$  del hormigón, B al valor de deformación mínima del hormigón y C al valor de la deformación máxima del hormigón.

- *mDatosb* (Datos de las características de las barras de refuerzo)

Nb	db	xb	yb	Tipob	TipoHb
1	3.455	5	5	1	1
2	3.455	5	18	1	1
3	3.455	5	32	1	1
4	3.455	5	45	1	1
5	3.455	45	5	1	1
6	3.455	45	18	1	1

### Tabla A9. Datos de las Barras de Refuerzo Caso 1

7	3.455	45	32	1	1
8	3.455	45	45	1	1

Fuente: Elaboración Propia

Donde: Nb es el número que se asigna a la barra longitudinal dentro de la sección para identificarla, db es el diámetro de la barra considerando una cuantía de 3% para la sección dividida en ocho barras, xb es la coordenada de la barra medida en la dirección *X* definida con respecto al mismo origen establecido para las coordenadas de los bloques, yb es la coordenada de la barra medida en la dirección *Y* definida con respecto al mismo origen establecido para las coordenadas de los bloques, yb es la coordenada de la barra medida en la dirección *Y* definida con respecto al mismo origen establecido para las coordenadas de los bloques, yb es la coordenada de la barra medida en la dirección *Y* definida con respecto al mismo origen establecido para las coordenadas de los bloques, Tipob equivale al número de la fila de la matriz de datos DatosTipob en que se encuentran las características del acero de la barra a la cual se les están asignando los datos y TipoHb equivale al número de la fila de la matriz de datos DatosTipoH en que se encuentran las características del hormigón que rodea la barra a la que se les están asignando los datos.

- mDatosTipob (Datos del tipo de acero para la sección)

Idealización	Fyc	Fyt	Ec	Et	Ерс	Ept	Eec	Eet	eec	eet	
2	4200	-4200	2100000	2100000	0	0	100000	100000	0.02	-0.02	
Fuentes Flakensein Duenie											

Fuente: Elaboración Propia

Para el ejemplo de la tabla A10 se utilizó un modelo tensión-deformación del acero Trilineal que se ve reflejado en la primera columna con el número 2, los parámetros de las otras columnas fueron detallados en el Capítulo III.

Como resultado el programa entrega once valores correspondientes de: Momento, curvatura y deformación del hormigón para todas las razones de F<sub>u</sub>/F<sub>y</sub>. Estos son archivos de texto que pueden ser transformados a formato Excel y así poder elaborar diferentes cálculos y gráficos.