

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LEONARDO MARTINS E SILVA

**Modelagem de pilares-parede de concreto armado: Estudo
paramétrico visando recomendações para o projeto estrutural**

São Carlos
2020

LEONARDO MARTINS E SILVA

Modelagem de pilares-parede de concreto armado: Estudo paramétrico visando recomendações para o projeto estrutural

Tese apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. André Luis Christoforo
Co-orientador: Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho

São Carlos
2020



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Tese de Doutorado do candidato Leonardo Martins e Silva, realizada em 06/05/2020:

Andre Luis Christoforo

Prof. Dr. Andre Luis Christoforo
UFSCar

Tulio Hallak Panzera

Prof. Dr. Tulio Hallak Panzera
UFMG

Marcelo de Araujo Ferreira

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira
UFSCar

Rodrigo Gustavo Delalibera

Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera
UFU

Leandro Mouta Trautwein

Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein
UNICAMP

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância dos membros Marcelo Araujo Ferreira, Túlio Hallak Panzera, Rodrigo Gustavo Delalibera, Leandro Mouta Trautwein.

Andre Luis Christoforo

Prof. Dr. Andre Luis Christoforo

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus orientadores professores doutores André Luis Christoforo e Roberto Chust Carvalho por todo o suporte e incentivo oferecido, orientação excelente e vasto conhecimento compartilhado durante a elaboração do trabalho e as pesquisas realizadas. O exemplo de competência, compromisso e humildade dos professores é parte significativa da minha formação profissional.

Também gostaria de expressar gratidão aos professores Dr. Paulo Sérgio dos Santos Bastos, Dra. Bruna Catoia e Dr. Marcelo de Araujo Ferreira, Dr. Marcelo Araújo Ferreira, Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera, Dr. Túlio Hallak Panzera e Dr. Leandro Mouta Trautwein, pelas sugestões e correções que contribuíram muito com o trabalho.

Agradeço aos colegas, funcionários e professores da Universidade Federal de São Carlos pelo conhecimento, infraestrutura e companhia, em especial ao prof. Dr. José Carlos Paliari e ao seu grupo de pesquisa.

Sou grato aos pesquisadores de paredes estruturais de concreto armado, em especial àqueles que forneceram publicamente seus resultados experimentais que foram usados para comparações com resultados deste trabalho, que são os trabalhos de Ghorbani-Renani et al. (2009), Dazio, Beyer e Bachmann (2009), Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990) e Alarcon, Hube e de La Llera (2014).

RESUMO

Os pilares-parede, ou paredes estruturais, de concreto armado podem representar um desafio ao projetista, devido ao comportamento não linear dos materiais associado a uma geometria de análise complexa. A norma brasileira de projeto estrutural ABNT NBR 6118/2014 recomenda consideração da flexibilidade ao esforço cortante e do comportamento não linear do concreto armado no dimensionamento estrutural de pilares-parede. Tendo em vista as dificuldades inerentes desta modelagem, o objetivo deste trabalho é contribuir na análise estrutural destes elementos estruturais, fornecendo subsídio técnico para consideração estrutural levando em conta tais comportamentos. Portanto, é oportuno utilizar simulações com elementos finitos de casca e sólidos para representar os efeitos complexos observados, como a interação entre esforços axiais e tangenciais. Para tal, neste trabalho são usados os programas utilizados são o Opensees e o ABAQUS®, cujas ferramentas já integram as abordagens necessárias. Utiliza-se respaldo experimental para que os modelos sejam representativos. São tomados ensaios descritos pela bibliografia de paredes estruturais altas, em que o esforço cortante é relevante, porém o comportamento ainda é ditado pela flexão. As simulações são cíclicas em maioria, enquanto as simulações são realizadas monotônicas, usando um artifício para compará-los baseado na curva *backbone*. A calibração sugere valores para o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* CDP, calibrados para simular principalmente a ductilidade, visto que a curva ascendente inicial independe bastante dos valores adotados segundo os resultados aqui observados. São obtidas expressões para a força de escoamento, força de pico, rigidez em serviço, deslocamento no escoamento e deslocamento máximo por regressão linear. As expressões para deslocamento obtêm coeficiente de determinação fraco, e as demais apresentam ótimos coeficientes de determinação. A rigidez secante obtida concorda razoavelmente com a norma estadunidense ACI 318/2019, porém o valor depende da taxa de armadura utilizada.

Palavras-chave: pilar-parede; parede estrutural; modelagem; método dos elementos finitos; concreto armado.

ABSTRACT

Reinforced concrete shear walls, or structural walls, can be a challenge during structural design, due to the non-linear behavior of the materials associated with a geometry of complex analysis. The structural design standard recommends considering displacements caused by the shear force and nonlinear behavior of reinforced concrete in the structural analysis of walls. Considering the difficulties inherent to this simulation, this work contributes to the structural analysis of these elements, providing answers for the structural consideration of such behavior. Therefore, it is opportune to use simulations with shell and solid finite elements to represent observed complex effects, such as the interaction between axial and tangential forces. The Opensees and ABAQUS® softwares are used, since they already integrate the necessary packages. The experimental comparison is used to make the calibration representative. The tests described in the literature on slender structural walls are considered here, in which the shear force is relevant, but the behavior is still governed by bending. The experiments are mostly cyclical, while the modeling is monotonic; therefore, a simplification is used to compare them using the backbone curve. The calibration suggests values for the CDP (Concrete Damaged Plasticity) constitutive model, calibrated to mainly simulate the ductility, since the initial rise curve is insensitive to the values adopted according to the results observed here. The expressions are obtained for yield lateral strength, peak lateral strength, stiffness in service, yield displacement and maximum displacement using linear regression. The displacement expressions have a weak coefficient of determination and the other variables expressions have large. The secant stiffness obtained agrees reasonably with the ACI 318 standard, however the stiffness still depends on reinforcement ratio used.

Keywords: shear wall; structural wall; modeling; finite element method; reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Distinção entre paredes e pilares.....	18
Figura 1.2. Tipos de paredes segundo Wight e Macgregor (2009)	19
Figura 1.3. Pilares contraventados e elementos de contraventamento.	20
Figura 1.4. Seções de núcleos rígidos abertas e fechadas.	20
Figura 1.5. Falhas em pilares-parede relacionadas ao comportamento do concreto.	26
Figura 2.1. Instabilidade em paredes estruturais de edifícios solicitadas a sismos.	31
Figura 2.2. Solicitações típicas atuantes na parede.	32
Figura 2.3. Formas comuns para seção transversal de paredes estruturais.....	33
Figura 2.4. Paredes curtas e esbeltas.	34
Figura 2.5. Paredes acopladas.	35
Figura 2.6. Tensões cisalhantes em seções transversais abertas e fechadas.....	37
Figura 2.7. Núcleos rígidos: (a) fechado, e (b) parcialmente fechado.....	38
Figura 2.8. Exemplificação da estabilidade à torção de composição de paredes.	39
Figura 2.9. Interpretação gráfica do ponto de escoamento.....	41
Figura 2.10. Resultado em Força x deslocamento do ensaio da parede B5.	42
Figura 2.11. Resultado de teste em que uma parede estrutural tem o comportamento limitado pelo esforço cortante.....	43
Figura 2.12. Deformações distorcidas pelo efeito Shear Lag.....	44
Figura 2.13. Influência da rigidez dos lintéis nos esforços dos pilares-parede em sequencia..	47
Figura 2.14. Efeitos de segunda ordem localizados em pilares-parede.....	49
Figura 2.15. Comprimento equivalente ℓ_e	51
Figura 2.16. Avaliação aproximada do efeito de segunda ordem localizado.....	52
Figura 2.17. Esquema estrutural de um edifício alto: 1) perspectiva esquemática; 2) estrutura verticalmente indeformada; 3) edificação sujeita a instabilidade global; 4) instabilidade local dos pilares centrais inferiores.	53
Figura 2.18. Deformações que levam a flambagem em torno do eixo de menor inércia.	54
Figura 2.19. Instabilidade com deslocamento em torno do menor eixo de inércia.	55
Figura 2.20. Método apresentado por Hiraishi (1984) para calculo dos deslocamentos devido a esforços cortantes, as diagonais se deslocam devido: (a) deformações por esforço cortante; (b) deformações por flexão; (c) alongamento vertical e horizontal.	56
Figura 2.21. Paredes estudadas na referência.	58

Figura 2.22. Seção transversal e armadura das paredes ensaiadas.	58
Figura 2.23. Relação força por deslocamento no topo das paredes A1M e A2C.	60
Figura 2.24. Relação força por deslocamento no topo das paredes B1M e B2C.	60
Figura 2.25. Geometria e armadura de paredes do tipo I (dimensões em mm).	62
Figura 2.26. Geometria e armadura de paredes do tipo II (dimensões em mm).	63
Figura 2.27. Seção transversal das paredes DA WSH2, WSH4 e WSH5 (dimensões em mm).	65
Figura 2.28. Ilustração da geometria e esforços externos das paredes de WSH1 a WSH6 (dimensões em mm).	66
Figura 2.29. Local e identificação dos LVDTs no ensaio das paredes de WSH2 a WSH6 (dimensões em mm).	67
Figura 2.30. Geometria e armadura dos espécimes de parede (dimensões em mm).	69
Figura 2.31. Analogia de coluna larga.	72
Figura 2.32. Analogia de pórtico: coluna articulada (esquerda); coluna larga travada (centro); pórtico travado (direita)	73
Figura 2.33. Modelo e graus de liberdade do elemento parede no modelo Yagui.	74
Figura 2.34. Representação do WCM proposto para um núcleo em U.	74
Figura 2.35. Viga engastada isostática.	75
Figura 2.36. Modelo de Kabeyasawa et al (1983) para o pilar-parede.	76
Figura 2.37. Seção do pilar-parede da modelagem, em planta.	77
Figura 2.38. Significado das variáveis do modelo.	77
Figura 2.39. Relação tensão-deformação adotada por Kabeyasawa et al (1983).	78
Figura 2.40. Modelo de Vulcano et al (1988) para pilares-parede.	79
Figura 2.41. Deformações da flexão (a) e do esforço cortante (b) para o MVLEM.	80
Figura 2.42. Modelo de Múltiplos Elementos de Linha Verticais.	81
Figura 2.43. Estruturas idealizadas como conjunto de elementos de membrana.	82
Figura 2.44. Modelo de macro-elemento para pilar-parede.	83
Figura 2.45. Elementos finitos bi-dimensionais.	83
Figura 2.46. Elemento finito de barra com seção discretizada em fibras.	84
Figura 2.47. Elemento de casca, seus nós e pontos de integração.	86
Figura 2.48. Elemento finito sólido tetraédrico com 4 nós e cúbico com 8 nós.	87
Figura 2.49. Elemento finito de treliça.	87
Figura 2.50. Relação uniaxial entre tensão de tração e abertura de fissuras.	89
Figura 2.51. Relação tensão e abertura de fissura.	91

Figura 2.52. Relação tensão-deformação do concreto proposta pela norma brasileira.	92
Figura 2.53. Variáveis principais no comportamento do concreto comprimido.	93
Figura 2.54. Relação entre curvas no modelo baseado em regra.	94
Figura 2.55. Curvas envoltórias em compressão e tração.	95
Figura 2.56. Confinamento do concreto por estribos retangulares: variáveis.	98
Figura 2.57. Relação uniaxial tensão-deformação na compressão.	99
Figura 2.58. Superfície de falha em tensão plana.	102
Figura 2.59. Modelagem aplicada ao CDP do concreto na tração (a) e compressão (b) uniaxial.	103
Figura 2.60. Ilustração dos conceitos de ângulo de dilatação e excentricidade.	104
Figura 2.61. Superfície limite Drucker-Prager: a) Vista; b) Seção transversal desviatória.	105
Figura 2.62. Superfície de falha em notação de desviatório em função do fator K_c	106
Figura 2.63. Comportamento cíclico do concreto modelado por CDP.	108
Figura 2.64. Modelo constitutivo para o aço.	111
Figura 2.65. Relação tensão-deformação para a armadura passiva.	111
Figura 2.66. Relação tensão-deformação para a armadura ativa.	112
Figura 2.67. Variáveis geométricas adotadas para descrever paredes estruturais.	114
Figura 3.1. Relação tensão-deformação do concreto comprimido confinado e não confinado para paredes A1M (à esquerda) e B1M (à direita).	123
Figura 3.2. Seção transversal da Parede A1M de Ghorbani-Renani (2009).	124
Figura 3.3. Representação da modelagem em casca da parede A1M.	125
Figura 3.4. Representação do sólido de concreto (à esquerda) e armadura (à direita) da modelagem tridimensional da parede GH A1M.	126
Figura 3.5. Representação do sólido de concreto (à esquerda) e armadura (à direita) da modelagem tridimensional da parede GH B1M.	126
Figura 3.6. Relação tensão-deformação do concreto comprimido confinado e não confinado da parede LE SW12.	127
Figura 3.7. Seção transversal das paredes tipo I, SW11, SW12 e SW13, destacando armadura e concreto confinado e desprezando estribo de confinamento.	128
Figura 3.8. Representação da casca simulando a parede LE SW12.	129
Figura 3.9. Representação do sólido de concreto (à esquerda) e armadura (à direita) da modelagem tridimensional da parede GH B1M.	130
Figura 3.10. Relação tensão-deformação uniaxial das paredes DA WSH2, WSH4 e WSH5.	131

Figura 3.11. Representação do sólido de concreto (à esquerda superior) e armaduras da parede DA WSH2 (à superior direita), DA WSH4 (à inferior esquerda) e DA WSH5 (à inferior direita).....	132
Figura 3.12. Relação tensão-deformação uniaxial das paredes AL W1, W2 e W3.....	133
Figura 3.13. Representação do sólido de concreto (à esquerda) e da armadura (à direita) da modelagem tridimensional das paredes AL W1, W2 e W3.	134
Figura 4.1. Força por deslocamento no topo das paredes A1M e A2C e curvas <i>backbone</i> modificadas de cada primeiro ciclo a cada direção.	136
Figura 4.2. Força por deslocamento no topo das paredes B1M e B2C em seu primeiro quadrante, e curvas <i>backbone</i> modificadas de cada primeiro ciclo a cada direção.	137
Figura 4.3. Força por deslocamento no topo das paredes B1M e B2C em seu terceiro quadrante, e curvas <i>backbone</i> modificadas de cada primeiro ciclo a cada direção.	138
Figura 4.4. Relação tensão-deformação compressiva do concreto da parede A1M segundo a viscosidade.	140
Figura 4.5. Relação tensão-deformação na tração segundo a viscosidade.	141
Figura 4.6. Discretização de uma barra em progressões aritmética e geométrica com razões 1 e 2, respectivamente.	142
Figura 4.7. Resultados para modelagem unidimensional em função do número de elementos n	142
Figura 4.8 Força por deslocamento no topo do modelo por barras da parede GH W1 em função da malha.....	143
Figura 4.9. Força por deslocamento no topo do modelo por barras da parede GH W1 em função da malha.....	144
Figura 4.10. Força por deslocamento no topo do modelo por cascas da parede GH W1.....	145
Figura 4.11. Resultados para modelo em casca da parede A1M com cascas de material composto e armadura por fina camada unidirecional.	146
Figura 4.12. Resultados para o modelo de casca de material homogêneo somado a armadura como fina camada unidirecional.....	147
Figura 4.13. Resultados da modelagem tridimensional da parede GH W1 em função da malha.	148
Figura 4.14. Resultados das simulações a cada iteração de refinamento da malha baseado na norma de energia.	149
Figura 4.15. Resultado das em função dos parâmetros Ψ e ϵ do CDP.	150
Figura 4.16 Resultado em função dos parâmetros (f_b/f_c) e K_c do CDP.....	151

Figura 4.17. Resultado em função do coeficiente de Poisson ν e do parâmetro ψ do CDP. ...	152
Figura 4.18. Relação tensão-deformação do concreto da parede LE W21.....	153
Figura 4.19. Geometria da abstração adotada para a parede W12 ensaiada por Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990).....	154
Figura 4.20. Resultados da força por deslocamento no topo da modelagem bidimensional da parede LE W12 em função do refinamento da malha.	155
Figura 4.21. Resultados para modelagem tridimensional da parede LE SW12 em função do refinamento da malha.	156
Figura 4.22. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 em função do ψ do CDP.	158
Figura 4.23. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 em função da relação K_c do CDP.....	159
Figura 4.24. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 com ou sem estribos e variação do ψ e K_c do CDP.	160
Figura 4.25. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 cujo modelo CDP admite ψ entre 44 e 47° e K_c entre 0,5 e 0,5835.	161
Figura 4.26. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 cujo modelo CDP admite ψ entre 50 e 53° e K_c entre 0,5 e 0,5835.	161
Figura 4.27. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 adotando K_c igual a 0,521 no modelo CDP.....	162
Figura 4.28. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 adotando K_c igual a 0,57 no modelo CDP.....	163
Figura 4.29. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 adotando K_c igual a 0,58 no modelo CDP.....	163
Figura 4.30. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W2 em função do ψ do CDP.	164
Figura 4.31. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W2 em função do K_c do CDP.	165
Figura 4.32. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W2 em função do ψ do CDP.	166
Figura 4.33. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W2 adotando K_c igual a 0,57 no modelo CDP.....	167
Figura 4.34. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W2 adotando K_c igual a 0,58 no modelo CDP.....	167

Figura 4.35. Resultado em função dos parâmetros Ψ e ϵ do CDP.....	169
Figura 4.36. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W2 em função dos parâmetros (f_b/f_c) e K_c do CDP.....	170
Figura 4.37. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W2 avaliando a influência de estribos e variação ψ e K_c do CDP.....	171
Figura 4.38. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W2 adotando K_c igual a 0,521 no modelo CDP.....	172
Figura 4.39. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W2 adotando K_c igual a 0,57 no modelo CDP.....	172
Figura 4.40. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W2 adotando K_c igual a 0,58 no modelo CDP.....	173
Figura 4.41. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W4 em função do ψ do CDP.	174
Figura 4.42. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W4 em função do K_c do CDP.	175
Figura 4.43. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W4 adotando K_c igual a 0,521 no modelo CDP.....	176
Figura 4.44. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W4 adotando K_c igual a 0,57 no modelo CDP.....	177
Figura 4.45. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W4 adotando K_c igual a 0,58 no modelo CDP.....	177
Figura 4.46. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W5 em função do ψ do CDP.	179
Figura 4.47. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W5 adotando K_c igual a 0,521 no modelo CDP.....	180
Figura 4.48. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W5 adotando K_c igual a 0,542 e 0,56 no modelo CDP.....	181
Figura 4.49 Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W5 adotando K_c igual a 0,57 no modelo CDP.....	182
Figura 4.50. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W5 adotando K_c igual a 0,58 no modelo CDP.....	182
Figura 4.51. Resultado da força e deslocamento no topo da parede AL W1 em função do ψ e K_c do CDP.	183

Figura 4.52. Resultado da força e deslocamento no topo da parede AL W2 em função do ψ e K_c do CDP.	184
Figura 4.53. Resultado da força e deslocamento no topo da parede AL W3 em função do ψ do CDP.	184
Figura 4.54. Resultado experimental expresso em curva <i>backbone</i> positiva e negativa das paredes AL W1, W2 e W3.....	185
Figura 4.55. Resultado força e deslocamento no topo da parede AL W1, W2 e W3 pelas análises numéricas.	186
Figura 4.56. Exemplo de obtenção do ponto de escoamento segundo o critério de Park (1989) aplicado à parede GH W1, curva <i>backbone</i> -.	189
Figura 4.57. Ilustração da região de concreto e armaduras das paredes com (h_w , l_w , h) igual a (4,5m; 2,163m; 0,216m) à esquerda e (2,8m; 1,12m; 0,112m) à direita.	194
Figura 4.58. Relação entre força por deslocamento no topo expresso em adimensionais.	204
Figura 4.59. Rigidez à flexão secante de viga ideal considerando flexibilidade a esforço cortante.	205
Figura 4.60. Rigidez ao esforço cortante secante de viga ideal considerando flexibilidade a esforço cortante.....	206
Figura 4.61. Rigidez à flexão secante de viga ideal desprezando o deslocamento de topo devido ao esforço cortante.....	207

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	7
1 INTRODUÇÃO	17
1.1 MOTIVAÇÃO.....	24
1.2 OBJETIVOS.....	24
1.3 JUSTIFICATIVA	25
1.4 ESTRUTURA DA TESE	27
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1 ASPECTOS FUNDAMENTAIS.....	29
2.2 NOMENCLATURA E CONSIDERAÇÕES PARA CONTRAVENTAMENTO	31
2.3 DUCTILIDADE, PONTO DE ESCOAMENTO E CURVA BACKBONE.....	39
2.4 PAREDES CURTAS E ESBELTAS E DEFORMAÇÃO POR CISALHAMENTO...	42
2.5 LÍNTEIS OU VIGAS DE ACOPLAMENTO	44
2.6 DIRETRIZES DAS NORMAS BRASILEIRAS	47
2.7 INSTABILIDADE DO PILAR-PAREDE	53
2.8 ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE PAREDES ESTRUTURAIS	55
2.8.1 Ensaio monotônico: Ghorbani-Renani et al (2009)	57
2.8.2 Ensaio monotônico: Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990)	61
2.8.3 Dazio, Wenk e Bachmann (1999); Dazio, Beyer e Bachmann (2009).....	64
2.8.4 Alarcon, Hube e de la Llera (2014)	68
2.9 MODELAGEM DE PAREDES ESTRUTURAIS	70
2.9.1 Os modelos coluna larga, pórtico análogo e Yagui.....	71
2.9.2 Modelo dos Três Elementos Verticais por Kabeyasawa et al (1983)	76
2.9.3 Modelo de Múltiplos Elementos de Linha Verticais.....	78
2.9.4 Modelo de Colotti (1993)	81
2.9.5 Chen e Kabeyasawa (2000)	82
2.9.6 Elemento finito de barra	84
2.9.7 Elemento finito contínuo	85
2.10 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS	87
2.10.1 Coeficiente de Poisson	88
2.10.2 Análise elástica linear com rigidez tangente ou secante	88
2.10.3 Relação constitutiva do CEB-FIP Model Code 1990	89
2.10.4 Relação do fib Model Code 2010	90

2.10.5	Relação uniaxial da norma brasileira ABNT NBR 6118/2014	91
2.10.6	Relação de Carreira e Chu (1985)	92
2.10.7	Relação de Chang e Mander (1994)	93
2.10.8	Relação de Guo (2014)	98
2.10.9	Relação de Cornelissen, Hordjik e Reinhardt (1986)	101
2.10.10	Modelo <i>concrete damaged plasticity</i> (CDP).....	101
2.10.11	Dano e sua modelagem.....	108
2.10.12	Para a armadura passiva e ativa.....	110
2.11	PARÂMETROS DEPENDENTES E INDEPENDENTES	112
3	METODOLOGIA	117
3.1	MODELAGEM DE PAREDES POR ELEMENTOS DE BARRA	118
3.2	MODELAGEM DE PAREDES COM ELEMENTOS DE CASCA	120
3.3	MODELAGEM DE PAREDES COM ELEMENTOS SÓLIDOS	122
3.4	GHORBANI-RENANI ET AL (2009).....	123
3.5	LEFAS, KOTSOVOS E AMBRASEYS (1990)	127
3.6	DAZIO, BEYER E BACHMANN (2009)	130
3.7	ALARCON, HUBE E DE LA LLERA (2014)	133
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	135
4.1	MODELOS PRELIMINARES E ESCOLHA DO TIPO DE MODELAGEM.....	139
4.1.1	Comparados aos experimentos por Ghorbani-Renani et al (2009).....	139
4.1.1.1	Modelagem por elementos de barra.....	141
4.1.1.2	Modelagem por elementos de casca	144
4.1.1.3	Modelagem por elementos sólidos	147
4.1.2	Comparados aos experimentos por Lefas et al (2009).....	152
4.1.2.1	Modelagem por elementos de casca	153
4.1.2.2	Modelagem por elementos sólidos	155
4.2	CALIBRAÇÃO DA MODELAGEM ADOTADA.....	156
4.2.1	Modelagem tridimensional dos experimentos de Ghorbani-renani et al (2009).157	
4.2.1.1	Análise das paredes A1M e A2C.....	157
4.2.1.2	Análise das paredes B1M e B2C	164
4.2.2	Comparados aos experimentos de Dazio, Beyer e Bachmann (2009) com modelagem tridimensional.....	168
4.2.2.1	Simulação da parede WSH2	168
4.2.2.2	Simulação da parede WSH4	174

4.2.2.3	Simulação da parede WSH5	178
4.2.3	Comparados aos experimentos de Alarcon, Hube e de La Llera (2014)	183
4.2.4	Resultado da calibração	187
4.3	SIMULAÇÕES E MODELOS DE REGRESSÃO MULTIVARIADA	192
4.4	RIGIDEZ SECANTE DE PAREDES ESTRUTURASIS	201
5	CONCLUSÃO	209
5.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	211
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	213

1 INTRODUÇÃO

Pilares-parede em concreto armado são elementos estruturais com excelente desempenho frente a ações horizontais e consiste em ótima adição a estruturas vulneráveis a grandes esforços laterais, geralmente provocadas por vento e sismo (PAULAY; PARK, 1975; VULCANO, 1992b; COLOTTI, 1993; THOMSEN; WALLACE, 1995; CHEN; KABEYASAWA, 2000; BEYER; DAZIO; PRIESTLEY, 2008b).

Neste trabalho, pilares-parede também são chamados de paredes estruturais com o objetivo de concordar com a literatura internacional. Porém, existem elementos semelhantes descritos por uma variedade de termos, como parede cisalhada*, parede estrutural** e parede portante***. Assim é necessário descrever o objeto aqui analisado, para que a variedade de termos não cause inexactidão.

O escopo deste trabalho analisa os pilares-parede pela mesma definição geométrica da norma brasileira de concreto ABNT NBR 6118:2014 na seção 14.4.2.4, em que o pilar-parede é um elemento de superfície plana ou cilíndrica, geralmente na vertical e sujeito predominantemente a tensões de compressão, ou ainda a associação de vários elementos de superfície.

Em contrapartida, no presente texto pilar-parede e parede estrutural são sempre usados como um único elemento de superfície. Quando o elemento for a associação de mais de uma superfície, formando uma composição de paredes com diferentes direções, dá-se aqui o nome de núcleo rígido.

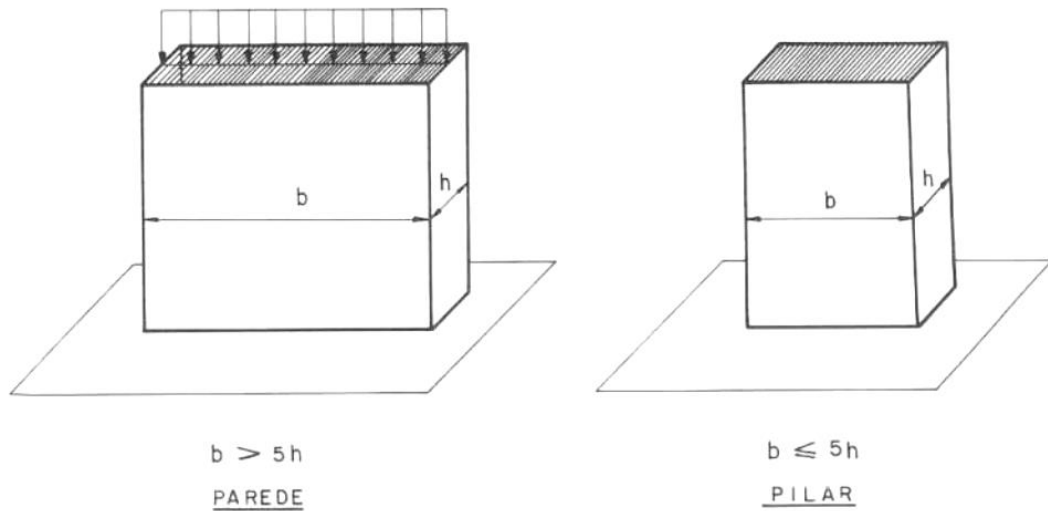
Na perspectiva de Fusco (1981, p 263): “(...) definem-se como paredes estruturais as estruturas laminares planas verticais apoiadas de modo contínuo em toda sua base, com comprimento b maior que cinco vezes a espessura h , solicitado predominantemente por cargas contidas no seu plano médio (...)”, representado pela Figura 1.1.

*Tradução de *shear-wall*, acompanhando a nomenclatura da versão traduzida da obra de Engel (2001).

** Tradução de *structural wall*; ao usar o termo no texto, busca-se o mesmo sentido da obra de Paulay e Priestley (1992).

*** Tradução de *bearing wall*;

Figura 1.1. Distinção entre paredes e pilares.



Fonte: Fusco (1981).

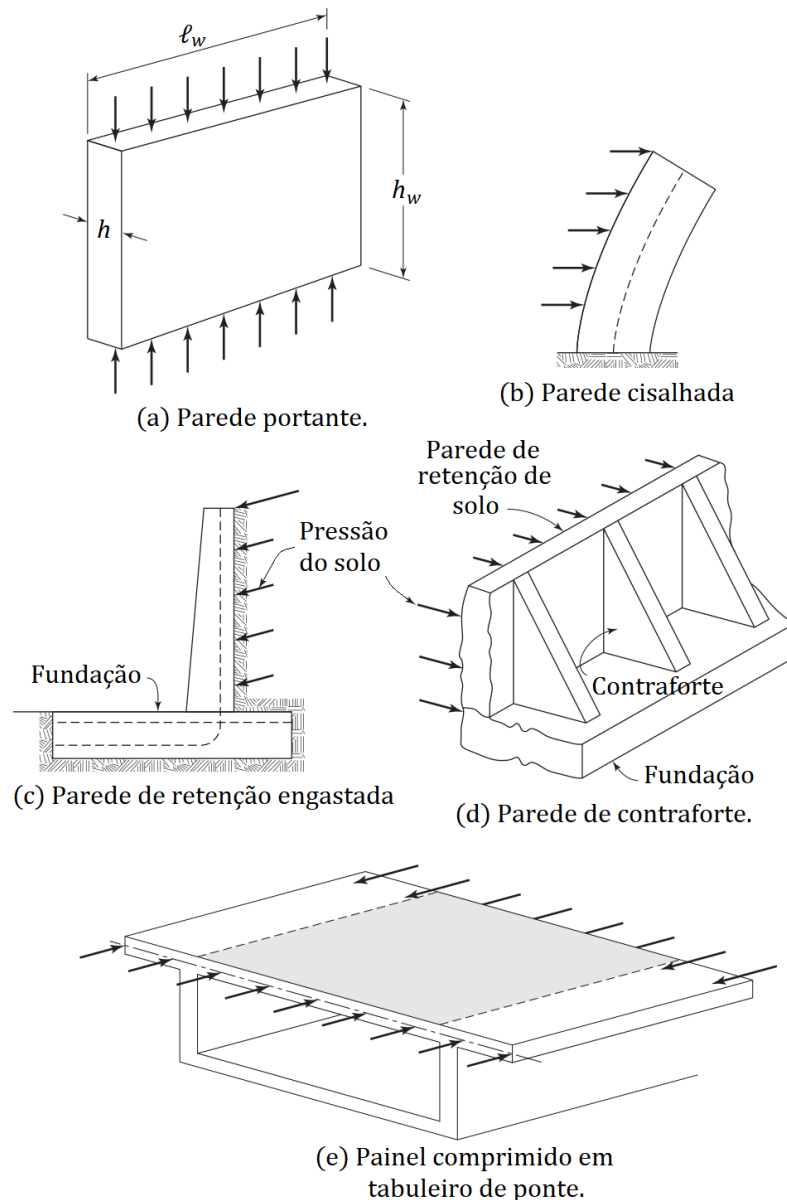
Além desse critério geométrico, o presente estudo aborda pilares-parede como elementos cujos esforços mais relevantes são a força axial, momentos fletores nos planos de maior e menor inércia, e esforços cortantes nos planos de maior e menor inércia.

A norma americana de estruturas de concreto, ACI 318 (2019), define que parede é o membro que fecha ou separa ambientes, geralmente na vertical. Wight e MacGregor (2009) salientam que esta definição não cita o uso estrutural de paredes. Porém a ACI 318/2019 também define o termo parede estrutural como a parede que deve suportar esforços cortantes, momentos e forças axiais.

Wight e MacGregor (2009) ilustram cinco tipos de paredes representando-as na Figura 1.2: i) Paredes portantes e contraventadas que tem função de resistir às tensões que atuam no mesmo plano da parede, conforme mostra a Figura 1.2(a); ii) A parede cisalhada é ilustrada na Figura 1.2(b) e tem função de resistir e transmitir forças horizontais, como as ações do vento e sismo, paredes de contraventamento tem este comportamento.

Wight e MacGregor (2009) prosseguem com ainda outras funções para elementos de parede: iii) Paredes de retenção de solo, como na Figura 1.2(c) e (d), em que o primeiro é de uma parede engastada na base, e a segunda é uma parede engastada na base e vinculada nas laterais, em contrafortes. iv) Tabuleiros de pontes em seções celulares contém uma placa que resiste compressão no próprio plano, ilustrada na Figura 1.2(e), e este elemento se comporta de maneira análoga a paredes estruturais, apesar de não ser uma parede propriamente dita.

Figura 1.2. Tipos de paredes segundo Wight e Macgregor (2009)



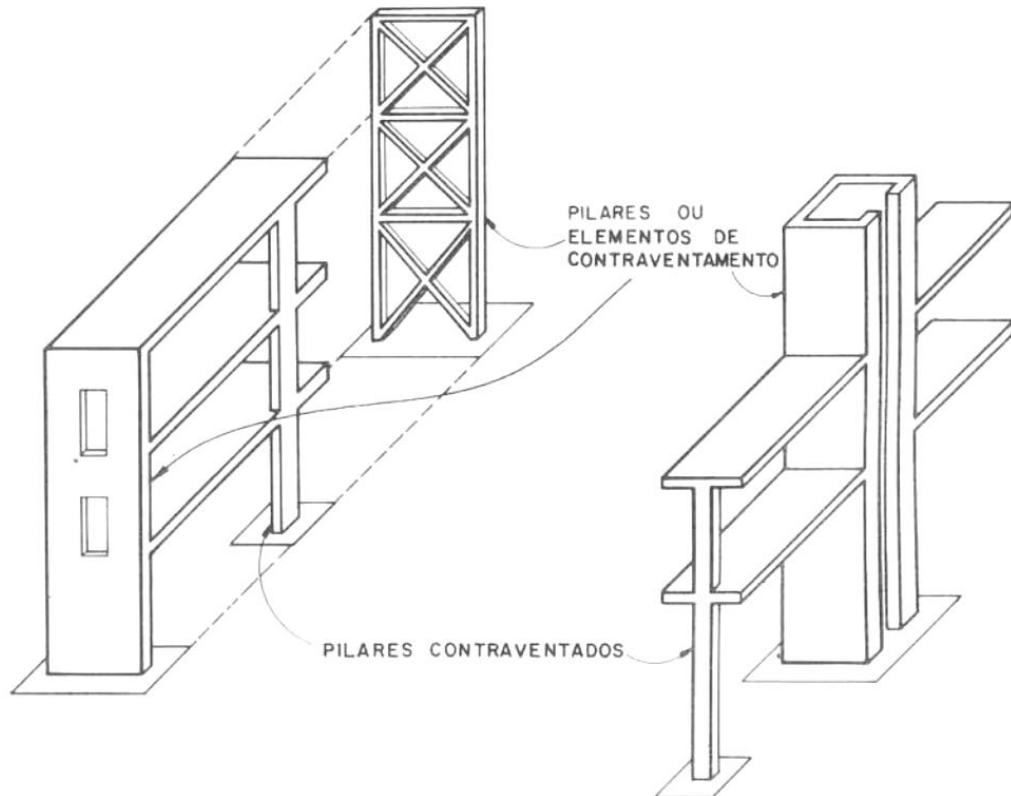
Fonte: Wight e Macgregor (2009). Tradução do autor.

Uma diretriz da norma ABNT NBR 6118:2014 pertinente para paredes estruturais é a definição dada na seção 15.4.3 para estrutura de contraventamento: são elementos com grande rigidez a esforços laterais em detrimento dos outros elementos da estrutura. Estes devem receber e transmitir esforços laterais, aliviando os demais elementos estruturais dos mesmos. Os elementos que têm um alívio destes esforços são chamados contraventados.

A parede estrutural pode servir de contraventamento para a estrutura, sendo esta hipótese frequentemente usada no projeto de estruturas. Neste caso, se separa a estrutura em elementos contraventados e de contraventamento, atribuindo as forças laterais a estes elementos (FUSCO, 1981; WIGHT; MACGREGOR, 2009; JIANG; KURAMA, 2010;

CARVALHO; PINHEIRO, 2013). Fusco (1981) ilustra estruturas comuns de contraventamento na Figura 1.3.

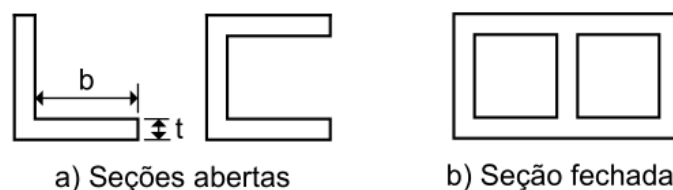
Figura 1.3. Pilares contraventados e elementos de contraventamento.



Fonte: Fusco (1981).

Também é comum o uso de núcleos rígidos em edificações, que são muito frequentes em caixas de escada ou elevador (ARAÚJO, 2006; WIGHT; MACGREGOR, 2009; CARVALHO; PINHEIRO, 2013). Recordando, tais elementos são formados pela associação de pilares-parede em diferentes direções. Segundo Ile e Reynouard (2005), núcleos são especialmente úteis por prover rigidez e resistência em duas direções, formando geralmente seções T, L e U. A análise destes é ainda mais complexa que paredes retangulares isoladas. Araújo (2006) destaca que núcleos rígidos podem ser de seções abertas, fechadas ou parcialmente fechadas, sendo as seções fechadas um caso de maior relevância para pontes, ilustrando-as na Figura 1.4.

Figura 1.4. Seções de núcleos rígidos abertas e fechadas.



Fonte: Araujo (2006).

Assim como o formato, outros parâmetros também influenciam no comportamento estrutural da parede, por exemplo as propriedades físicas dos materiais concreto e aço que a compõem, assim como suas dimensões.

Porém, ao se conceber um modelo de edificação, que é essencial para o projeto estrutural, criar um modelo analítico para as paredes pode oferecer certas peculiaridades. Os métodos clássicos de análise estão vinculados ao estudo de elementos lineares (barras), enquanto as paredes estruturais são modeladas com mais fidelidade à forma com elementos de área (superfícies) (XENIDIS; ATHANATOPOULOU; AVRAMIDIS, 1993).

Um método de análise estrutural bastante renomado é o Método dos Elementos Finitos MEF, e este possui elementos para modelagem de formas bidimensionais e tridimensionais. Neste, uma edificação de pórtico associado com paredes estruturais pode ser modelado com elementos finitos lineares para colunas e vigas do pórtico, e com elementos finitos bidimensionais para lajes, paredes planas e núcleos rígidos. O maior problema desta metodologia é o alto custo computacional de aplicação do método dos elementos finitos (XENIDIS; ATHANATOPOULOU; AVRAMIDIS, 1993; LU et al, 2017).

Outro problema é que o método dos elementos finitos requer grande número de parâmetros de entrada, inclusive com características dos materiais que podem ser de difícil obtenção experimental. Ademais, é necessário garantir e aplicar que a malha de elementos finitos possua refinamento suficiente.

Tais problemas para aplicação do MEF culminam em incentivos à modelagem de paredes estruturais como elementos de barra, na tentativa de simplificar o cálculo. Para isso, a bibliografia propõe alterações e adaptações, aplicadas à geometria e a rigidez de elementos de barra.

Um tratamento bastante comum das normas é permitir análise global considerando estrutura elástico-linear com elementos de barra, e fixar a rigidez à flexão dos elementos como uma parcela da rigidez elástica não fissurada (KWON; GHANNOUM, 2016).

A norma brasileira ABNT NBR 6118/2014 permite análise global da edificação, mas não prevê uma rigidez específica para pilares-parede, embora recomende para pilares considerar a rigidez secante como 80% da rigidez da seção bruta de concreto.

Já a norma ACI 318 (2019), permite análise estrutural de primeira ordem, que é linear elástica. Nesta, admite-se para paredes estruturais que a inércia da seção seja multiplicada por 0,7 caso a seção não seja fissurada, e 0,35 caso seja fissurada. Porém, caso se aplique um método que considere a não linearidade geométrica, permite-se ponderar a inércia por 0,98 e 0,49, respectivamente, para elementos não fissurados e fissurados para consideração

simplificada da não linearidade física. Este cálculo aproximado é vantajoso por ser de rápida aplicação e resolução.

Em trabalhos acadêmicos também existem outras abordagens que procuram simular paredes usando artifícios para levar em conta fenômenos complexos de maneiras simples. Alguns métodos de importância são: do Pórtico Análogo, proposto por Stafford Smith e Abate (1981), e também Stafford Smith e Girgis (1984); o modelo das três barras verticais de Kabeyasawa et al (1983), ao qual foram propostas modificações por Vulcano, Bertero e Colotti (1988). Embora distintos entre si, seus intuitos são de reduzir custo computacional, considerar a interação da força axial e momento fletor e/ou considerar o deslocamento provocado por esforços cortantes na parede. Entretanto, por levarem em conta não linearidades de maneira simplificada, acabam acarretando erros, e também não conseguem levar em consideração algumas propriedades relevantes.

Neste aspecto, o método dos elementos finitos é o oposto dos modelos de barra simplificados: espera-se melhores resultados tendo em vista a consideração de efeitos importantes com mais precisão, por exemplo, enrijecimento na tração (*tension stiffening*), efeito Bauschinger e enrijecimento por deformação (*strain hardening*), fissuração e interação entre esforço cortante, força axial e momento fletor. Além da possibilidade de usar elementos bi e tridimensionais, cujas características geométricas mais semelhantes à realidade a ser modelada, por exemplo, uso de um elemento bidimensional para representar paredes e lajes. Porém, o custo computacional é muitíssimo maior, e o modelo requer a inclusão de parâmetros relativamente complexos para cada efeito a ser considerado, que nos modelos simplificados não são necessários.

Naturalmente, é necessário tratamento experimental para avaliar a acurácia das teorias desenvolvidas. A principal vantagem de pesquisas de cunho experimental é garantir que o resultado corresponde à estrutura estudada. Porém, possuem custo elevado e requer cuidado especial na instrumentação e aplicação de esforços para garantir a qualidade dos resultados. Outro problema é que estão vulneráveis a pequenas incertezas, mesmo em ambiente controlado.

Como as paredes estruturais são elementos para transmissão de esforços laterais, sua avaliação muitas vezes engloba comportamento cíclico, em análise experimental isso é feito por ensaio dinâmico ou quase estático. Assim, seu ensaio experimental e também análise por métodos numéricos são mais complexos do que a situação monotônica.

Para o projeto estrutural cotidiano, associar uma modelagem onerosa, como uso do método dos elementos finitos com grande discretização, a uma análise dinâmica torna o

processamento inviável, devido ao alto custo computacional. Neste cenário, é imprescindível apresentar soluções pragmáticas para cálculo estrutural (WALLACE, 2007).

Uma característica da análise numérica é a possibilidade de analisar fatores completamente isolados, em detrimento da análise experimental, que está sempre sujeita a pequenas imperfeições e não uniformidade dos materiais, especialmente no caso do concreto. Em contrapartida, a simulação de estruturas requer conhecimento de parâmetros específicos que não são totalmente consolidados na literatura para o caso de parede de concreto armado.

Assim, para aplicação satisfatória de métodos numéricos de análise estrutural é fundamental a consideração de comportamento não linear com práticas adequadas. A não linearidade física é atendida ao se levar em conta relações constitutivas não lineares baseadas na literatura. Para casos mais simples, a relação constitutiva é expressa apenas pela relação entre tensão e deformação. Esta correlação deve expor numericamente o desempenho físico dos materiais. Por exemplo, a relação uniaxial do concreto na tração deve considerar a fissuração e para o aço, é imprescindível representar o escoamento.

A relação tensão-deformação permite considerar a não linearidade física para elementos estruturais diversos, por exemplo, ao permitir caracterizar a relação entre momento fletor, força axial e curvatura e analisar estruturas com discretização em fibras finitas e infinitas (KOLOZVARI et al., 2018; SILVA; CARVALHO, 2019). Entretanto, para estruturas bi e tridimensionais é necessária uma relação constitutiva multiaxial.

Para tal, uma relação constitutiva para materiais frágeis é o *concrete damaged plasticity* CDP, que é um modelo multiaxial idealizado para o concreto estrutural a partir do modelo de Drucker-Prager e é bastante versátil, permitindo análise de elementos finitos bi e tridimensionais e consideração da não linearidade física. Para sua aplicação, as propriedades do concreto são descritas por associação a uma relação tensão-deformação uniaxial, mas também pelos parâmetros ângulo de dilatação, Ψ , excentricidade ϵ , relação da tensão de escoamento em compressão biaxial em relação à uniaxial (f_b/f_c) e relação entre os segundos invariantes dos meridianos de tração e de compressão K_c que não são consenso, e portanto requer calibração.

Com a calibração, é possível fazer uso da simulação para extrapolar condições físicas dos materiais, geometrias e carregamentos não abordadas exatamente por estudos experimentais.

Partindo de resultados em função de propriedades diversas das paredes e aplicando ferramentas matemáticas, pode-se estabelecer relações entre variáveis dependentes de interesse e variáveis independentes que abordem propriedades estipuláveis pelo projetista da

parede. Variáveis de interesse dizem respeito ao desempenho estrutural da parede, que é complexo. Trata-se do esforço de escoamento, esforço máximo admitido, rigidez em situação de serviço e ductilidade.

Para tal fim, utiliza-se a regressão linear para verificar a ordem de significância das variáveis independentes na previsão da variável dependente, que permite relacioná-las e avaliar a precisão destas estimativas, que podem deixar o processo menos trabalhoso e mais seguro (CHENGO; CAO, 2014).

1.1 MOTIVAÇÃO

Comparando o abordado pela ABNT NBR 6118:2014 em relação a pilares em geral e pilares-parede, vê-se que o primeiro é mais completo comparado ao segundo.

A citada norma recomenda vários métodos para considerar efeitos de segunda-ordem e o efeito da fluência em pilares usuais, não aplicáveis a paredes. É natural que este tópico tem potencial para melhorar e ser ainda mais refinado: porém, quanto à análise de pilares parede (Seção 15.9 da norma), constam apenas: um método para se dispensar os efeitos de segunda-ordem localizados (seção 15.9.2 da norma) e um método aproximado para considerar os efeitos localizados de segunda ordem.

Outro fator relevante é que muitas vezes é necessário utilizar de modelos mais simplificados para edifícios altos devido ao grande custo computacional, como descreve Wallace (2007).

Para isso, deve-se conhecer o escopo e as limitações de cada modelo, que é um resultado natural deste trabalho, e também é um objetivo geral do grupo de pesquisa, melhoria na modelagem de concreto armado e protendido.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo do trabalho é contribuir no entendimento do desempenho mecânico de pilares-parede via modelagem numérica e também no fornecimento de equações auxiliares por modelos de regressão multivariáveis que são úteis na análise estrutural global, e para tal é de interesse:

- Levantar o estado da arte da modelagem de paredes estruturais de concreto armado utilizando métodos numéricos;
- Calibrar a modelagem para a situação típica de paredes por meio de comparação com resultados experimentais consolidados;

- Simular paredes com um modelo representativo e devidamente calibrado, obtendo assim a resposta mecânica do elemento estrutural sujeito a esforços externos;
- Gerar modelos de regressão com o propósito de identificar a relação entre variáveis dependentes e independentes, representando respectivamente, grandezas interessantes ao meio técnico quando na aplicação de tais elementos estruturais e grandezas adotadas no projeto destes;
- Avaliar os modelos de regressão quanto a sua precisão, efeitos proporcionados por variáveis isoladas e combinadas, a significância e a ordem de significância dos termos;

1.3 JUSTIFICATIVA

O tópico é pertinente de estudo tendo em vista o uso difundido de pilares-parede em estruturas, apesar de sua difícil modelagem e análise.

Estas recomendações normativas são diretrizes simples para tratar um problema complexo que é a consideração da parede no conjunto do edifício como um todo. Porém ao simplificar, é possível gerar uma estimativa demasiada conservadora, conseqüentemente, de maior custo.

Beyer, Dazio e Priestley (2008b) preveem que por um bom período, análises estruturais avançadas não deverão ser usadas por engenheiros para o cálculo padrão; algumas capacidades do modelo citado pelos autores incluem a capacidade de considerar a não linearidade em uma seção em U de concreto armado, inclusive com força atuante cíclica, por exemplo.

Assim, é desejável que modelos analíticos relativamente simples consigam fornecer resultados aceitáveis. Este objeto de estudo não é novo, neste trabalho existem bibliografias com mais de 50 anos no tópico, como o de Beck (1962). Porém, mesmo assim o tópico ainda é relevante, como se vê no recente estudo de Alarcon, Hube e de la Llera (2014). Os autores relatam que no sismo ocorrido no Chile em 2010, houve numerosas falhas em pilares-parede, paredes estas que foram projetados posteriores aos anos 2000, com prescrições normativas que já levavam em conta resultados experimentais numerosos.

As falhas descritas pelos autores focam principalmente no comportamento do concreto, que apresenta na Figura 1.5: esmagamento do concreto, pouco confinamento, flambagem da armadura longitudinal com abertura nos estribos.

Figura 1.5. Falhas em pilares-parede relacionadas ao comportamento do concreto.



Fonte: Alarcon, Hube, de la Llera (2014).

Quando se trata de elementos como pilares-parede e vigas-parede, as deformações e deslocamentos decorrentes de tensões cisalhantes são de grande importância e devem ser contabilizados pelos modelos analíticos, como recomenda a ABNT NBR 6118:2014, que deixa livre ao projetista a maneira adequada de modelar tais efeitos. Ao ignorar as deformações por cisalhamento em algumas geometrias de pilares-parede, obtém-se resultados imprecisos (JIANG; KURAMA, 2010).

Porém Jiang e Kurama (2010) relatam que a modelagem de tais deformações por cisalhamento não é trivial. E embora existam modelos analíticos com tais capacidades, sua aplicação tem muitas dificuldades, e mesmo assim há imprecisões, geralmente em nível local (como deformações em posições fixas), limitando a verificação de estados-limites para tais pontos. Vê-se então um espaço para melhorias nos modelos propostos.

Espera-se que a precisão dos modelos analíticos aumente quanto mais recentes forem os trabalhos que os propõem. Tal precisão é calculada com referência aos resultados experimentais, e isto ocorre devido à melhoria que ocorre nos métodos de cálculo com o

avanço das pesquisas no tema, além da capacidade de processamento de dados, que viabiliza métodos de grande demanda computacional.

Nessa mesma linha, outro resultado esperado é que elementos de maior complexidade também possuam a maior precisão também. Os modelos propostos mais avançados aqui considerados são elementos finitos de chapas e sólidos, acoplados a relações constitutivas multiaxiais e que considerem não linearidades.

Já os modelos de barra ou conjuntos de barras devem apresentar bons resultados também, embora com menor acurácia do que modelos de cascas e sólidos. O intuito é determinar a dispersão em termos quantitativos, para que se conheça o erro esperado ao usá-lo.

1.4 ESTRUTURA DA TESE

O Capítulo 2, revisão bibliográfica, apresenta as principais características de paredes estruturais e seu uso, sua modelagem usando elemento de barra da análise matricial e elementos pelo método dos elementos finitos, e as relações constitutivas necessárias. Na sequência, há ênfase aos trabalhos experimentais de paredes, de onde é estabelecida a estrutura para a calibração dos parâmetros da modelagem.

O Capítulo 3, metodologia, visa rerepresentar os parâmetros dos modelos numéricos e seus limites, sendo discutidas as questões de propriedades dos materiais, condições de contorno aplicadas, aplicação de carregamento e detalhes relevantes para cada ensaio simulado. Na sequência, constam as variáveis independentes e dependentes consideradas, a natureza dos modelos de regressão multivariáveis (superfícies não lineares) e as premissas para a aceitação dos resultados dos modelos de regressão obtidos (premissas da análise de variância). Cabe destacar que os modelos de regressão são responsáveis pelo estabelecimento das relações entre variáveis dependentes e independentes, pelo entendimento do efeito de cada variável e interação com relação às variáveis independentes, por conter um parâmetro de precisão que possibilita mensurar os erros envolvidos nas estimativas e possibilitar também, via a análise de variância, entender a significância e a ordem de significância dos termos componentes, de maneira a serem utilizados como alternativas na análise estrutural contendo paredes.

No Capítulo 4, resultados e discussão, são apresentados os resultados em etapas, iniciando com os de cada tipo de modelo abordado, seguido com os da calibração do tipo de modelagem eleito com base na proximidade aos resultados experimentais e literatura atual. Na sequência, expõe-se os resultados dos modelos de regressão, juntamente com os limites

fixados para as variáveis independentes, que são baseados nos experimentos que subsidiam a calibração. E então os resultados dos modelos de regressão para cada variável dependente e sua respectiva discussão.

No Capítulo 5, conclusões, são apresentadas objetivamente as principais conclusões envolvendo o estudo da calibração dos parâmetros contidos nas simulações numéricas e também sobre os modelos de regressão obtidos (precisão, utilidade, etc). Neste capítulo também são sugeridas propostas para trabalhos futuros, visando dar continuidade na presente linha de pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, discorre-se sobre propriedades esperadas do elemento estrutural estudado, tanto da questão geométrica quanto comportamento mecânico, classificando-o e explicando seu impacto numa edificação.

Então, são apresentadas definições importantes para análise de elementos estruturais gerais que são aplicáveis às paredes, como ductilidade e a definição de escoamento de um conjunto estrutural, mas também recomendações normativas.

Na sequência, a seção 2.8 contém a descrição sucinta dos experimentos utilizados neste estudo para calibração dos modelos e parâmetros.

Seguindo, diversas abordagens para modelagens de paredes estruturais são explicadas de maneira sucinta na seção 2.9, representando um histórico da evolução dos modelos, inclusive com modelos no estado-da-arte da simulação de pilares-parede, com elementos da análise em método dos elementos finitos desde elementos mais simples do tipo barra, até elementos bastante robustos do tipo sólido.

Na seção 2.10 são discutidas as relações constitutivas relevantes para simular o comportamento do concreto e do aço que compõem as paredes estruturais, de maneira a considerar ou não a não linearidade física, o confinamento do concreto, e podendo ser uma relação constitutiva uniaxial ou multiaxial, além de discutir os parâmetros utilizados por trabalhos acadêmicos de grande relevância e normas internacionais.

Finalmente, fecha-se a revisão de literatura na seção 2.11 estimando as expressões de interesse, fixando as variáveis independentes, que são controladas e previstas facilmente, como propriedades físicas e geométricas, mas também as variáveis dependentes, que são as respostas mais interessantes de se obter numa análise. Para correlacioná-las estatisticamente, utiliza-se de mecânica clássica para estimar a forma das expressões resultantes, no intuito de se obter equações mais representativas.

2.1 ASPECTOS FUNDAMENTAIS

As paredes estruturais (*structural walls*) são abordadas por diversos nomes distintos. O nome parede cisalhada (*shear wall*) é inapropriado, pois este pode induzir ao pensamento de que o cisalhamento é o mais relevante, quando na prática é a flexão o esforço mais preponderante, geralmente (PAULAY; PARK, 1985; PAULAY; PRIESTLEY, 1992). Todavia, existem variações nas adoções normativas quanto as dimensões que determinam o elemento estrutural de parede.

A norma EN1992-1-1:2004, ou Eurocode 2, a norma europeia de estruturas de concreto, tem uma abordagem semelhante à norma brasileira, segundo a mesma: para ser considerado um pilar, o elemento deve ter largura limitado a quatro vezes a espessura, e altura de pelo menos três vezes a largura, senão trata-se de uma parede. Logo, elementos robustos não são vistos como paredes pela Eurocode 2.

A norma estadunidense de estruturas de concreto armado ACI 318 (2019) entende que paredes sejam elementos verticais, destinados ao suporte de solicitações verticais e/ou laterais, com geometria horizontal tal que a relação largura por espessura seja maior que três.

Outra norma estadunidense, a ASCE SEI 7-05, que padroniza a consideração de forças atuantes em edificações, divide as paredes em paredes portantes (tradução livre do autor de “bearing wall”) e parede de cisalhamento (tradução livre do autor de “shear wall”). Tal norma considera que o termo parede estrutural (tradução própria de “structural wall”) serve para paredes portantes e paredes de cisalhamento.

Para o ASCE SEI 7-05, paredes portantes de concreto ou alvenaria são aquelas que suportam forças verticais a partir de certo limite (2919 N/m linear de parede) – que é uma quantia relativamente pequena para o concreto armado: por exemplo, um elemento com seção de 20cm por 100cm, estaria sujeito a uma tensão normal nominal de 14,595 KPa, ou 0,014595 MPa. Assim, as normas americanas, além da relação geométrica, também abordam o papel estrutural da parede no todo.

O projeto e dimensionamento de um elemento estrutural levam em conta principalmente seus modos de falha. Para o caso de pilares-parede, forças axiais, momentos fletores ou o esforço cortante são os modos de falha das peças, no que diz respeito a tensões elevadas.

Além destes, pode haver grandes deformações, levando o elemento à instabilidade. Estas podem ser duas: flambagem da parede numa região (apresentado de maneira mais completa na seção 2.6), ou ainda flambagem das barras entre grande comprimento de flambagem entre dois estribos ou ganchos.

A Figura 2.1 apresenta paredes em que ocorreram as citadas instabilidades, que trata de paredes pertencentes a estruturas civis vítimas de um sismo em 2011. No caso da esquerda na Figura 2.1, Elwood (2013) sugere que a instabilidade tenha ocorrido devido à compressão excessiva, que ocorre pela forma da seção, mas apenas após grande abertura de fissuras na região num ciclo de forças anterior. A teoria de instabilidade em paredes estruturais inclusive prevê tal comportamento (PAULAY; PRIESTLEY, 1993; CHAI; ELAYER, 1999).

Na Figura 2.1, a parede da esquerda tem forma L, altura livre de 2,66m e espessura de 30cm, portanto a esbeltez de 30,68. Incluindo a contribuição da vinculação lateral, pelos critérios da ABNT NBR 6118:2014 (como consta na seção 15.9.2 da norma) de dispensa dos efeitos de segunda ordem resulta na esbeltez de 27,6 (estimando a largura da parede em 2,65m).

Já na foto direita da Figura 2.1, uma parede com esmagamento do concreto e flambagem da parede. A geometria da mesma resulta numa esbeltez de 61,3 (SAATCIOGLU ET AL, 2013). Isso quer dizer que, no critério da norma brasileira, para o cálculo deste pilar-parede os efeitos de segunda ordem devem ser considerados, mas pode ser usado um método simplificado.

Figura 2.1. Instabilidade em paredes estruturais de edifícios solicitadas a sismos.

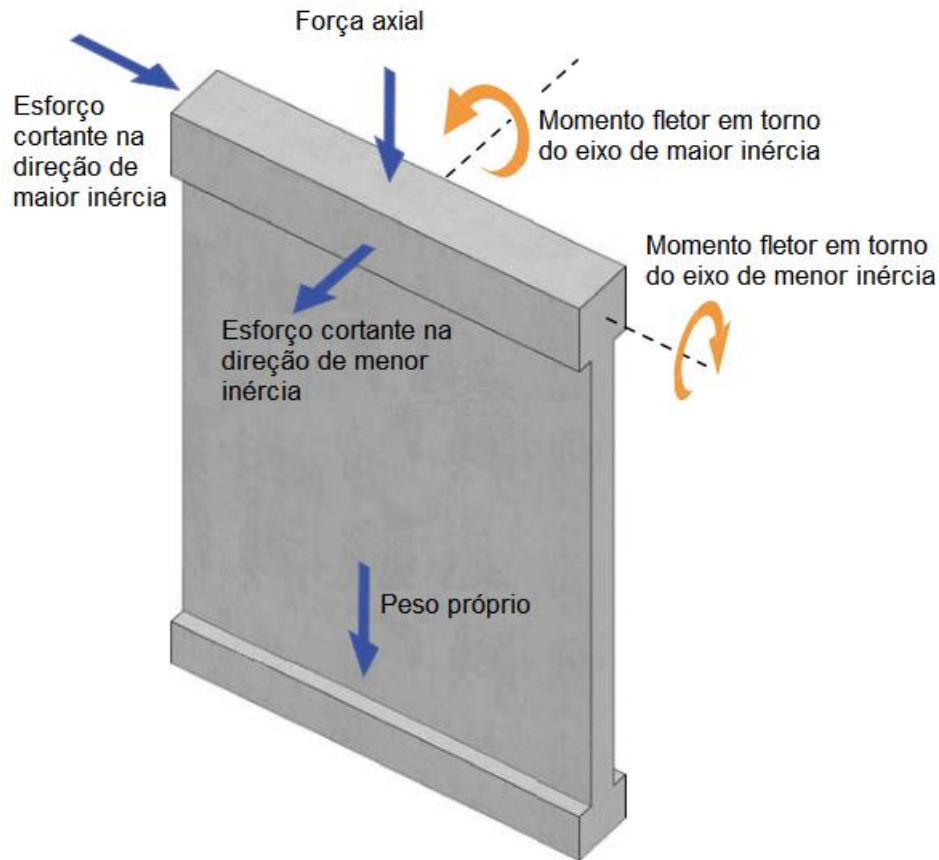


Fonte: À esquerda Elwood (2013); à direita Saatcioglu et al (2013).

2.2 NOMENCLATURA E CONSIDERAÇÕES PARA CONTRAVENTAMENTO

Os esforços típicos são apresentados na Figura 2.2: forças normais a seção (tipicamente verticais); forças tangenciais a seção (tipicamente horizontais), em ambos sentidos e momentos fletores decorrentes.

Figura 2.2. Solicitações típicas atuantes na parede.



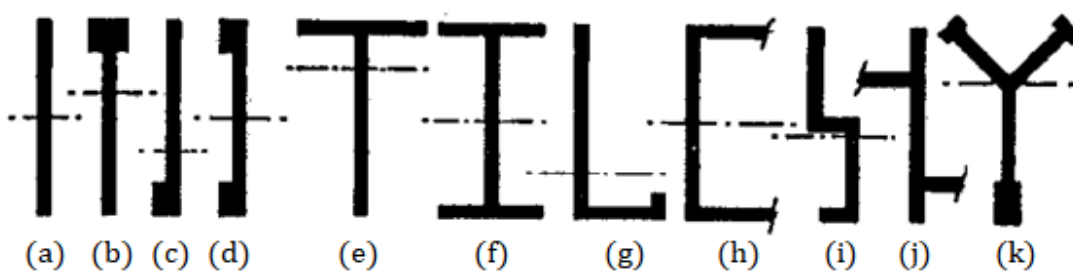
Fonte: Adaptado do ACI 318 (2019). Com tradução dos termos do autor.*

O esforço cortante na direção de maior inércia também é conhecido simplesmente como esforço cortante, e o esforço cortante na direção de menor inércia é conhecido como esforço cortante transversal.

A rigidez do elemento aos esforços em torno do eixo de maior inércia é grande, justificando o seu uso para resistir a ações laterais, que provoca esforços cortantes e momentos fletores. Porém, as superfícies têm grande rigidez no seu plano, e pequena rigidez na direção fora do seu plano. Portanto, é bastante comum a composição de um núcleo de rigidez com superfícies orientadas em várias direções. Algumas formas comuns constam na Figura 2.3(e à k).

* Termos na versão original: In-plane shear; Axial force; In-plane moment; out-of-plane moment; out-of-plane shear; selfweight.

Figura 2.3. Formas comuns para seção transversal de paredes estruturais.



Fonte: Paulay e Priestley (1992).

Na Figura 2.3, a seção (a) é de pilar-parede totalmente plana; as seções transversais (b), (c) e (d) possuem elementos na borda, para prover rigidez, evitar instabilidade na borda e prover confinamento ao concreto no local.

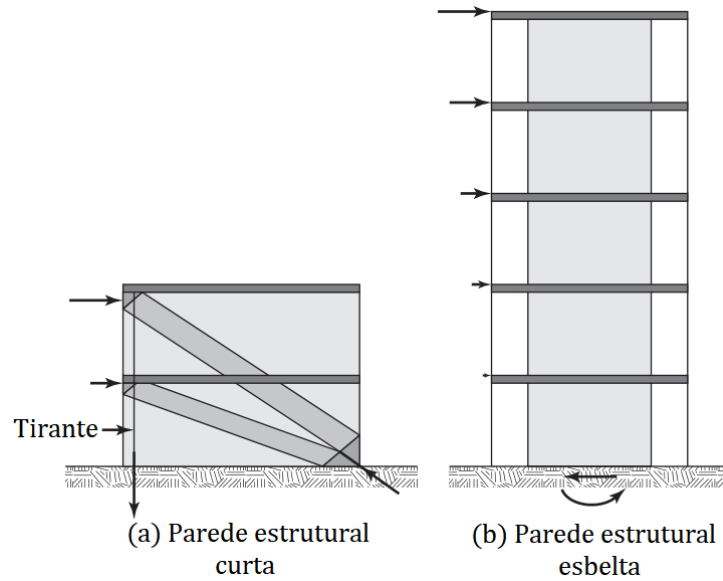
As seções (e) e (g) possuem alma e apenas uma mesa, e na situação em que a mesa é tracionada perdem bastante ductilidade. Em trabalhos que envolvem seções T e L, pode-se observar tal comportamento: a perda de capacidade de carga ocorre devido a instabilidade da superfície comprimida nos experimentos de Thomsen IV e Wallace (1995) em seção T, como descrito de maneira mais detalhada na seção 2.8.2 do presente trabalho.

Individualmente, há um parâmetro que contribui muito para o projeto de paredes estruturais. É a relação de aspecto (tradução nossa de *aspect ratio*) h_w/l_w , sendo h_w a altura entre pisos e l_w a largura do pilar-parede. Ilustrados na Figura 2.4.

Wight e MacGregor (2009) classificam como: i) paredes curtas como aquelas com h_w/l_w igual ou menor a 2. O comportamento destes elementos é ditado pelo esforço cortante, e o dimensionamento deste pode ser feito com auxílio do método das bielas e dos tirantes; ii) paredes esbeltas são aquelas com h_w/l_w maior que 3. Estas tem um comportamento ditado pela flexão, e funcionam de maneira muito semelhante a uma viga engastada, inclusive com força cortante e momento fletor no engaste; iii) Sendo h_w/l_w entre 2 e 3, observa-se um comportamento intermediário entre estas duas condições, e geralmente o dimensionamento é feito em torno da flexão.

Destaca-se que o comportamento preferencial para estruturas é dúctil, especialmente para sismos. E as paredes mais esbeltas sobressaem neste aspecto, que é mais previsível na flexão.

Figura 2.4. Paredes curtas e esbeltas.

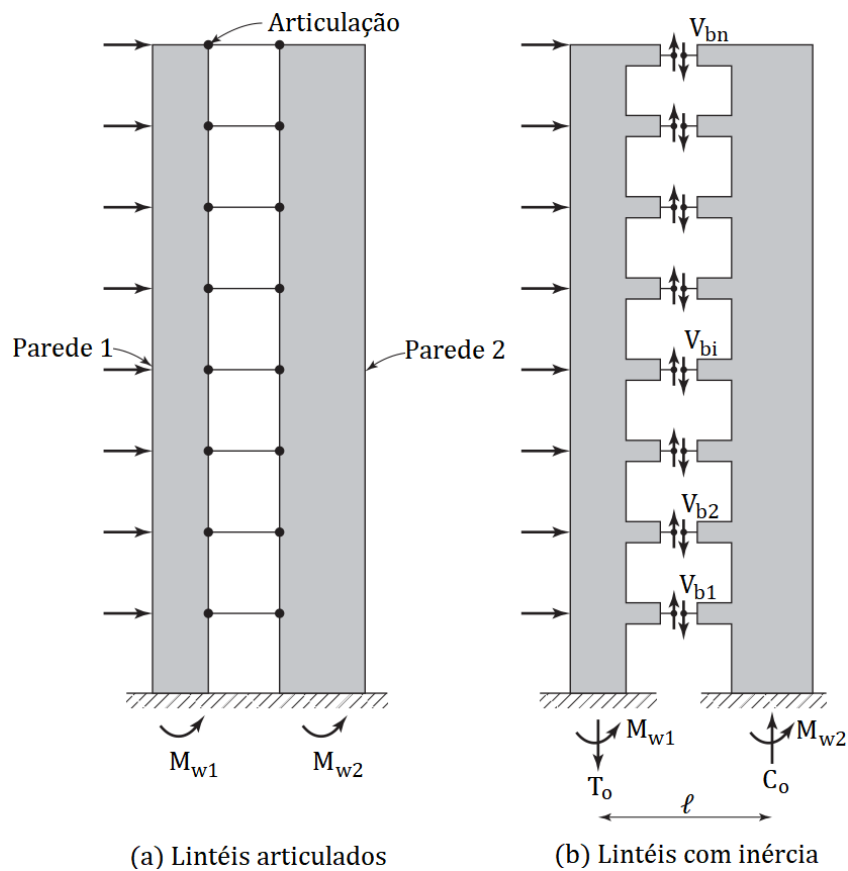


Fonte: Wight e Macgregor (2009). Tradução nossa.

Devido a necessidades estruturais e construtivas. É comum que uma parede apresente aberturas, e dependendo das dimensões das mesmas e da maneira que estão espalhadas na parede estrutural.

Baseado em tais necessidades, muitas vezes os núcleos rígidos são seções abertas. Porém, ao fechar parcialmente tais seções usando vigas, obtém-se um sistema estrutural com maior rigidez. Tais vigas são os lintéis, e estes podem ter pouca ou muita rigidez relativa: apresentado na Figura 2.5.

Figura 2.5. Paredes acopladas.



Fonte: Wight e MacGregor (2009). Tradução nossa.*

O comportamento dos núcleos de rigidez também possui aspectos complexos na modelagem, que decorrem da presença de lintéis. Um núcleo estrutural em forma de U possui uma distribuição complexa de esforços cortantes entre as mesas e a alma da seção U, inclusive na fase elástica (ILE; REYNOUARD, 2005; BEYER; DAZIO; PRIESTLEY, 2008b e 2008c); e a hipótese da seção plana permanecer plana após deformar-se não é válida para estes elementos (CONSTANTIN; BEYER, 2016).

Nos modelos tri-dimensionais com elementos de barra, o núcleo é tratado como uma composição de elementos de parede, uma para cada superfície plana que forma a seção, como se observa no trabalho de Stafford Smith e Gergis (1984), por exemplo, que é o modelo de pórtico análogo (analisado com maior profundidade na seção 2.9.1 deste trabalho).

Beyer, Dazio e Priestley (2008b) relatam que no modelo de coluna larga (seção 2.9.1 deste trabalho) o núcleo também é dividido em barras verticais, uma para cada face plana novamente. Tais barras verticais são conectadas por barras horizontais, que compatibilizam as deformações e deslocamentos.

* Na versão original, as barras horizontais são *coupling beams*, que não foram aqui distinguidos de lintéis.

Porém, tais adaptações muitas vezes não conseguem demonstrar todo comportamento estrutural observado experimentalmente. Por exemplo, o modelo de coluna larga não é fiel quanto à torção solicitante das vigas lintel, e o modelo não leva em conta a torção em núcleos rígidos (AVRAMIDIS, 1991* apud BEYER; DAZIO; PRIESTLEY, 2008b).

Não conhecer os esforços solicitantes diretamente da análise estrutural é um obstáculo para o dimensionamento dos mesmos. E não levar em conta os esforços da torção em seções de paredes abertas pode fornecer resultados incorretos para os esforços solicitantes na análise estrutural.

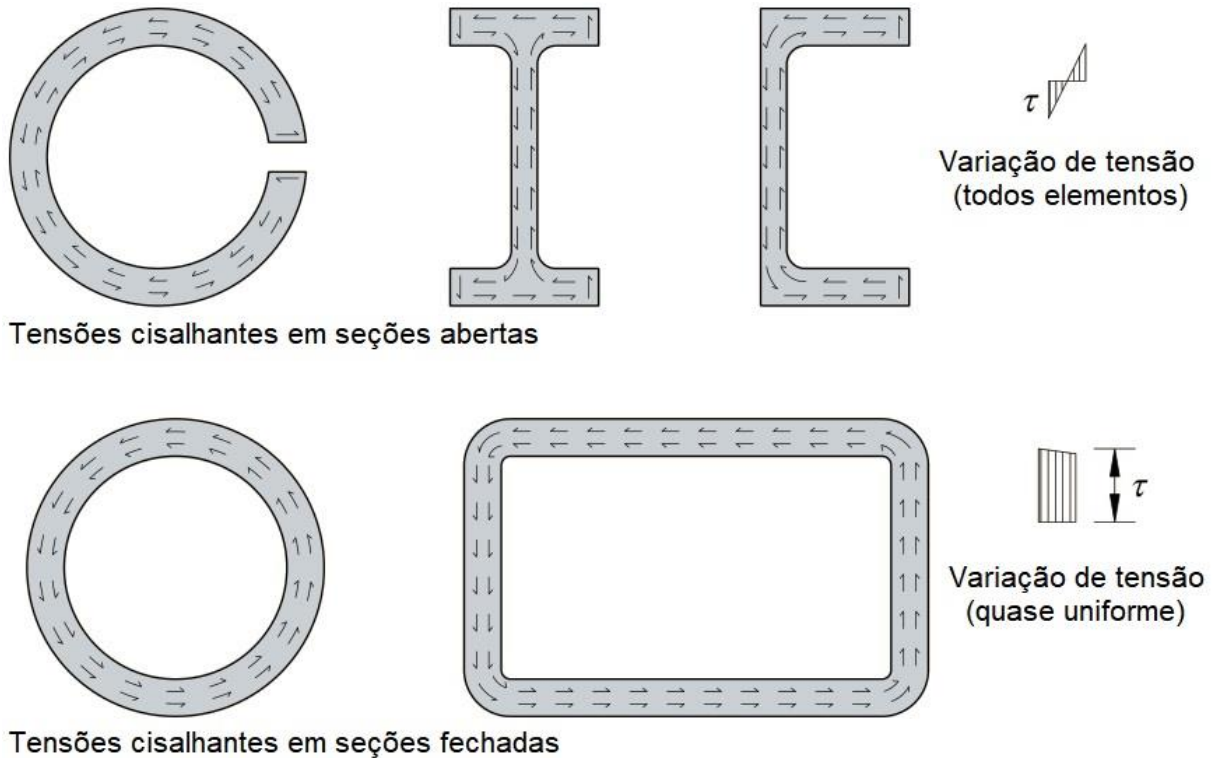
Os núcleos de rigidez resistem à torção por dois mecanismos, descrevem Stafford Smith e Abate (1981): Torção de Saint-Venant devido a tensões circulares de cisalhamento, e outro devido à flexão em torno dos eixos de maior inércia de cada parede da associação em torno de um centro de rotação com deformações de empenamento.

Este comportamento frente à torção de seções de núcleo de rigidez varia segundo geometria do mesmo. Seções totalmente abertas não apresentam a Torção de Saint-Venant com tensões de cisalhamento circundando a seção transversal, e resistem à torção apenas com deformações de empenamento (STAFFORD SMITH; ABATE, 1981).

Recapitulando, a torção pura, ou de Saint-Venant, ocorre em seções transversais fechadas e a distribuição e orientação da tensão de cisalhamento permite comportamento excelente frente à torção; entretanto, seções abertas estão sujeitas a torção empenante, que é menos eficiente como mecanismo resistente à torção. Na torção pura, a seção se mantém plana; na torção com empenamento, ocorrem deformações de empenamento, que podem ser entendidas como rotações contrárias nas extremidades de uma barra (HUGHES; ILES; MALIK, 2011). A direção das tensões cisalhantes para seções abertas e fechadas consta na Figura 2.6.

* AVRAMIDIS, I. E. Zur Kritik des äquivalenten Rahmenmodells für Wandscheiben und Hochhauskerne (Criticism of the equivalent frame model for structural walls and cores in high-rise buildings). **Bautechnik**. v. 68. n.8, p. 275-285.

Figura 2.6. Tensões cisalhantes em seções transversais abertas e fechadas.

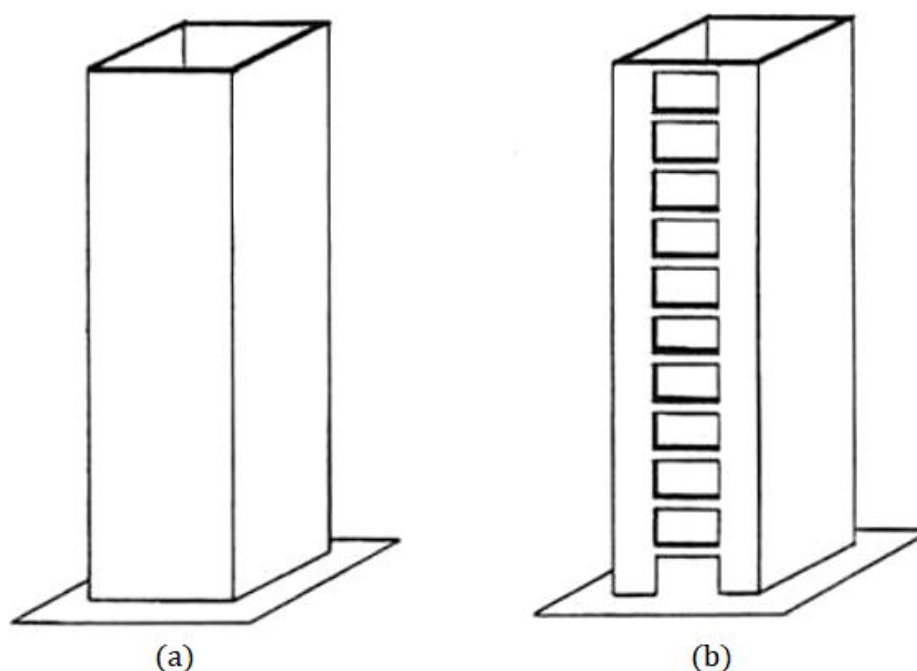


Fonte: (HUGHES; ILES; MALIK, 2011)

Se houverem vigas lintéis, tem-se núcleos parcialmente fechados, como mostra a figura Figura 2.7(b), e frente à torção tais seções apresentam comportamento intermediário entre dois casos: o de núcleos fechados e o de núcleos abertos. Quanto maior a rigidez dos lintéis, menor o deslocamento por empenamento. (STAFFORD SMITH; ABATE, 1981).

Os resultados de Stafford Smith e Abate (1981) mostram que o giro do núcleo sujeito a torção é menor quanto maior a inércia da viga lintél. Assim, pode-se confirmar que a rotação seria mínima para seções totalmente fechadas como da Figura 2.7(a) a seguir em comparação com um núcleo com lintéis, como na Figura 2.7(b).

Figura 2.7. Núcleos rígidos: (a) fechado, e (b) parcialmente fechado.



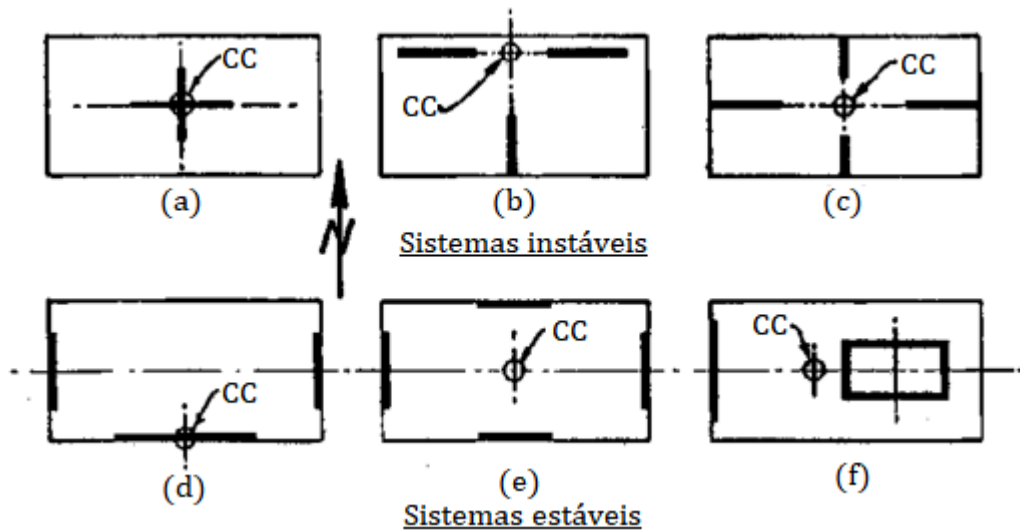
Fonte: Stafford Smith e Girgis (1986).

Uma alternativa aos núcleos rígidos para prover contraventamento em diversas direções simultaneamente, é o uso de paredes adicionais na direção em que se demanda mais rigidez. Paulay e Priestley (1992) alertam que estas podem ser vulneráveis a esforços de torção também, dependendo da geometria adotada.

Uma definição que ganha importância neste tema é a do ponto chamado centro de cisalhamento CC (conceito presente na teoria de resistência dos materiais): é o ponto, de uma seção transversal de um elemento de barra, no qual forças transversais à barra provocam apenas flexão, e não provocam torção. A força lateral que atua numa edificação alta pode ser idealizada, de forma simplificada, como força que atuam numa barra engastada na base: supondo que o ponto de aplicação de tais forças não coincida com o centro de cisalhamento da barra, então ocorre torção e flexão.

Paulay e Priestley (1992) apresentam a aplicação de tal conceito: na Figura 2.8, os autores mostram as geometrias ruins frente à torção nas situações (a), (b) e (c): nestas geometrias, torção em torno do ponto mostrado (CC) causa forças resistivas nas paredes na direção em que resistência da parede é a menor (eixo de menor inércia); enquanto as geometrias estáveis (d), (e) e (f) apresentam um centro de cisalhamento em torno do qual o momento de binário resistivo provocado por torção ocorre em torno do eixo de maior inércia das paredes.

Figura 2.8. Exemplificação da estabilidade à torção de composição de paredes.



Fonte: Paulay e Priestley (1992).

A posição e orientação dos pilares-parede e para núcleos de rigidez em planta deve levar tais possibilidades em conta, naturalmente o engenheiro responsável é quem deve sugerir-las, buscando um aproveitamento ótimo.

2.3 DUCTILIDADE, PONTO DE ESCOAMENTO E CURVA BACKBONE

Uma definição relevante é do comportamento frágil e dúctil. Estruturas são ditas frágeis se, ao serem sujeitas a esforços até a falha, apresentam súbita perda de capacidade portante após o pico de resistência, enquanto as ditas dúcteis mantêm a capacidade portante enquanto desenvolve deformações bastante pronunciadas, explica Guo (2014).

A ductilidade é uma propriedade muito interessante para a estrutura. Estruturas dúcteis possuem falha lenta com sinais evidentes, portanto mais confiáveis, possuem maior capacidade de redistribuição, o que aumenta a capacidade portante da estrutura e estruturas dúcteis possuem maior capacidade de absorção de energia, que é excelente em caso de sismo e outros esforços dinâmicos (GUO, 2014).

Nos estudos apresentados, em geral busca-se um comportamento adequado frente às solicitações laterais, que são o vento e o sismo. Porém o enfoque dos trabalhos é bem maior para este. Assim, a maior parte dos ensaios e modelos buscam relações adequadas frente a solicitações cíclicas e ductilidade, como mostram os resultados dos ensaios de Kabeyasawa et al (1983), Thomsen IV e Wallace (1995), Dazio et al (2000), Ile e Reynouard (2005).

Paulay e Priestley (1992) descrevem o projeto de estruturas de concreto armado e estruturas de alvenaria frente a ações do sismo. O cálculo frente a ações estáticas possui métodos muito confiáveis, e embora exista quem analise solicitações frente ao sismo de

maneira a uma carga estática equivalente, deve-se levar em conta que o sismo induz ações dinâmicas, e está mais ligado a deslocamentos impostos na estrutura do que forças aplicadas a esta.

Para que tais deslocamentos impostos ocorram na estrutura, é necessário que esta possua a ductilidade para tal, além de capacidade resistente. Segundo Paulay e Priestley (1992) ductilidade é a propriedade mais importante para a estrutura quanto ao seu comportamento durante um terremoto, e descrevem que ductilidade é a capacidade da estrutura manter a resistência conforme deforma. Isso acarreta que estruturas dúcteis possuem capacidade de absorver grandes deformações e absorver muita energia em histerese.

Embora muitas vezes a ductilidade é analisada como um conceito qualitativo, neste trabalho é interessante quantificá-la. Para isso, calcula-se a ductilidade μ como a relação à equação (2.1) seguinte, que relaciona os deslocamentos Δ numa certa situação em relação ao deslocamento de início do escoamento Δ_y :

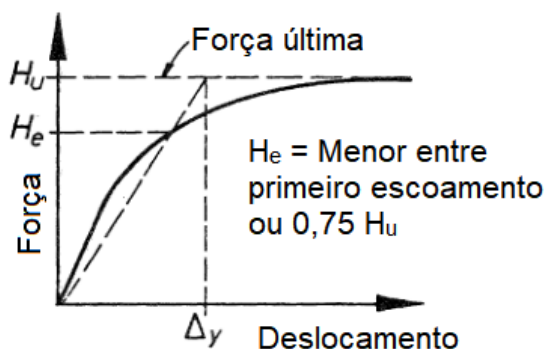
$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

É possível calcular a ductilidade quanto a deslocamentos Δ , deformações e curvaturas. Entretanto, o ponto de escoamento deve ser conhecido.

Ao analisar a relação tensão-deformação de um material elasto-plástico ideal, o ponto de escoamento é facilmente fixado. Porém, quantificar o deslocamento considerado como de escoamento numa estrutura complexa ou em ensaios com instrumentação limitada pode ser bastante desafiador, principalmente em ensaios de estruturas em concreto armado (PARK, 1989).

Ao comparar resultados experimentais e análises numéricas, é importante confrontar situações análogas, portanto adota-se aqui a mesma definição de início de escoamento para ambos. A definição adotada para deslocamento de escoamento Δ_y segue as recomendações de Park (1989), em que faz-se a linha secante entre a origem e o ponto de força H_e , que é o ponto de início de escoamento ou 75% da força máxima; tal linha secante percorre até a linha horizontal que tangencia o topo, e uma projeção vertical para baixo encontra a curva força-deslocamento, em que o ponto obtido é o ponto de escoamento. Tal conceito é ilustrado na Figura 2.9.

Figura 2.9. Interpretação gráfica do ponto de escoamento.



Fonte: PARK, 1989.

Aqui adota-se H_e como 75% da força máxima, pois nos experimentos é difícil determinar com exatidão o momento do primeiro escoamento. Park (1989) ainda sugere outras três definições para o ponto de escoamento. O motivo de optar por esta é pela referência julgá-la mais apropriada para estruturas de concreto armado. O ponto admitido como de escoamento fica como função da força máxima da estrutura também.

Simulações computacionais podem ser mais criteriosas, pois sabe-se o valor de tensões e deformações de cada ponto de integração e a cada incremento de carga da análise. Portanto, nas análises numéricas é bastante acessível identificar o início da plastificação em qualquer ponto da armadura. No caso de análise experimental isso é mais difícil, pois para monitorar as grandezas, é necessário instalar instrumentação adequada, que acresce no custo e deve ser suave a fim de não prejudicar os resultados obtidos. Assim, o critério adotado é aplicável a ambas.

Um outro conceito aplicado a curvas força por deslocamento no topo de paredes estruturais é o de curva *backbone*, que é o traçado de uma envoltória nas curvas obtidas. Isso é interessante, pois muitos ensaios são cíclicos e geram gráficos com curvas demasiadas, podendo ser difícil distinguí-las entre si e discutir os resultados. A curva *backbone* é uma maneira de apresentá-los com certa limpidez.

Por definição, ela é traçada ao tomar o ponto em comum da curva de carregamento e da curva de descarregamento para cada ciclo. Lembrando que a curva *backbone* é condensada do resultado cíclico, e ambos são dependentes do protocolo de carregamento adotado (ASCE/SEI 41-13).

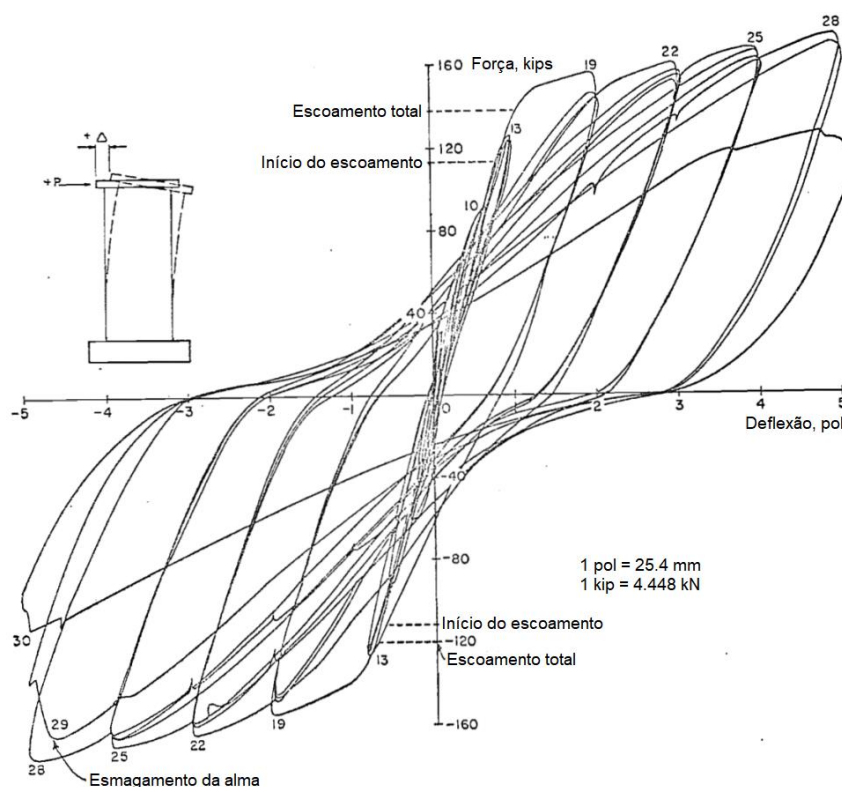
Uma vantagem de se usar uma curva apenas é facilitar a comparação entre pontos de interesse, levando a comparações quantitativas entre variáveis.

2.4 PAREDES CURTAS E ESBELTAS E DEFORMAÇÃO POR CISALHAMENTO

Como consta na seção 2.1 e na Figura 2.4, uma classificação dada às paredes diz respeito a suas duas maiores dimensões: altura h_w e largura l_w , cujo quociente é chamado relação de aspecto. Paredes com relação de aspecto menor que 2 são mais vulneráveis às solicitações dos esforços cortantes em detrimento às solicitações momento fletor. Tais paredes são chamadas curtas. (PAULAY; PRIESTLEY, 1992, WIGHT; MACGREGOR, 2009).

Enquanto paredes com relação de aspecto maior que 4 estão mais vulneráveis à flexão, e tais paredes são chamadas esbeltas. (PAULAY; PRIESTLEY, 1992, WIGHT; MACGREGOR, 2009). O comportamento diante de esforços cíclicos é mostrado na Figura 2.10 na situação em que a flexão é mais relevante que o cisalhamento.

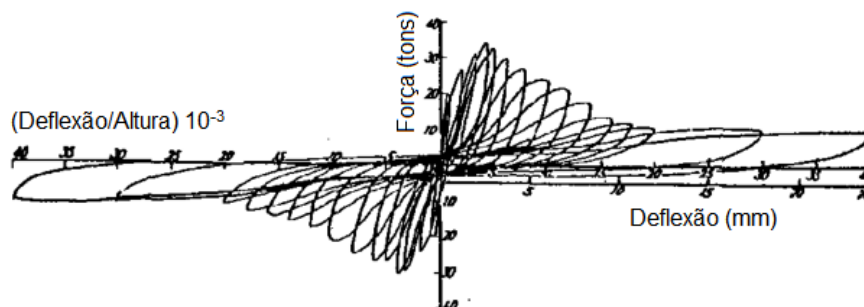
Figura 2.10. Resultado em Força x deslocamento do ensaio da parede B5.



Fonte: Oesterle et al (1976).

A situação oposta, em que o cisalhamento é mais relevante que a flexão, é mostrada na Figura 2.11 a seguir. A redução na resistência e energia dissipada a cada ciclo é muito prejudicial ao comportamento estrutural.

Figura 2.11. Resultado de teste em que uma parede estrutural tem o comportamento limitado pelo esforço cortante.



Fonte: Paulay e Priestley (1992).

Apesar de ser preferível que os elementos estejam sujeitos a ruptura dúctil, é inevitável que se use paredes curtas, que são bastante vulneráveis a falha por esforço cortante. Isso ocorre devido a grande contribuição à inércia dos mesmos, especialmente para os pavimentos inferiores de edificações de grande altura.

Tal análise não deve ser confundida com a esbeltez λ , que é proporcional à relação altura e espessura. Enquanto a relação de aspecto relaciona altura e largura da parede.

Conforme a relação de aspecto diminui, as deformações de cisalhamento ganham importância, porém os modelos analíticos de barra tradicionais não as levam em consideração. Modelos mais recentes apresentam soluções para considerar deformações de cisalhamento, por exemplo, com uso de molas na horizontal, como no modelo de Kabeyasawa et al (1983).

Há modelos bastante sofisticados que discretizam a parede como uma malha de elementos bidimensionais, que consideram deslocamentos e deformações do cisalhamento. É uma maneira mais aprimorada de se considerar tais deformações, porém requer maior esforço para elaboração do modelo, que requer mais parâmetros para relação constitutiva, e cujo cálculo pode requerer mais processamento de dados ou tempo de processamento.

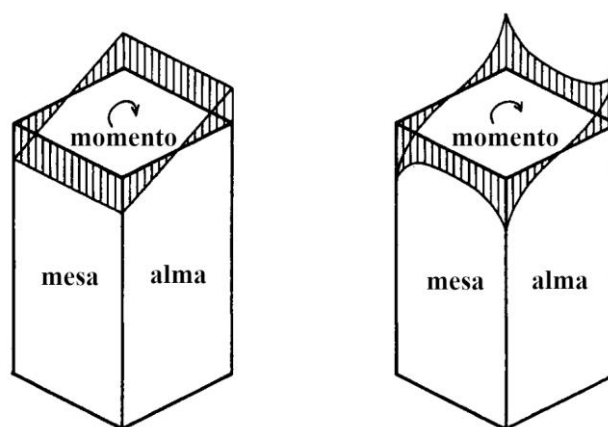
Beyer, Dazio e Priestley (2011) fazem uma comparação com 34 paredes ensaiadas pela bibliografia e calculam o comportamento frente ao cisalhamento usando o quociente dos deslocamentos devidos ao cisalhamento pelos deslocamentos devidos à flexão $\Delta s/\Delta f$. Em resumo, relatam que tal relação é constante desde que o mecanismo de transmissão de esforços cortantes não seja afetado, isto é, não haja esmagamento da diagonal comprimida e os estribos mantenham a rigidez, além de não ocorrer falha abrasiva na fissura diante de ação cíclica.

Tal abordagem é interessante, pois as deformações oriundas do cisalhamento também possuem não linearidades, e ao relacionar suas variações, pode-se calcular o mais complexo a

partir do mais simples, respectivamente, Δs e Δf . Beyer, Dazio e Priestley (2011) também relatam que $\Delta s/\Delta f$ ou é constante ou aumenta, o que destaca a importância de seu cálculo.

Também é relevante conceituar o efeito *shear lag*, que ocorre em tabuleiros de pontes, tubos, paredes e núcleos estruturais. Em seções fechadas, como da Figura 2.12, pela hipótese de Bernoulli-Euler as deformações na alma são lineares e na mesa são constantes, isto é, pontos equidistantes da linha-neutra apresentam a mesma deformação. Porém esse modelo não reproduz bem a realidade, pois pontos da mesa afastados do vértice são menos deformados do que as extremidades (KWAN, 1996).

Figura 2.12. Deformações distorcidas pelo efeito Shear Lag.



Fonte: Kwan (1996).

Na formulação padrão, os elementos de barra não consideram o *shear lag* de maneira direta, porém podem ser implementados usando teorias adequadas (WAUGH, 2012), enquanto os elementos finitos de casca e sólidos possuem essa capacidade inerente à sua formulação (KWAN, 1996).

2.5 LÍNTAIS OU VIGAS DE ACOPLAMENTO

Lintéis são definidos como “vigas que contraventam os núcleos internamente ou entre si” (BECKER, 1989, p.3). Os lintéis estão presentes na estrutura, pois é muitíssimo frequente que sejam previstas aberturas nas paredes, sendo que se as aberturas seguirem um padrão (PAULAY; PRIESTLEY, 1975). Essas vigas melhoram muito o comportamento da edificação como um todo. Prever sua rigidez é essencial para conhecer o comportamento da edificação (WALLACE, 2007).

Imaginando inicialmente duas ou mais paredes distintas, porém vinculadas apenas por diafragma rígido, a laje do pavimento, as paredes compartilham os esforços laterais aplicados na estrutura. Porém, se a vinculação apenas uniformizar os deslocamentos horizontais, frente

às forças laterais as paredes apresentam apenas momentos fletores isolados. O modelo desta estrutura é exemplificado na Figura 2.5(a) (WIGHT; MACGREGOR, 2009).

Neste caso em que existem apenas barras articuladas ligando as paredes, cada estrutura apresenta momento fletor proporcional a sua respectiva inércia a flexão. Wight e MacGregor (2009) explanam de maneira bastante didática: imaginando forças laterais atuando duas paredes W1 e W2 com momentos de inércia I_{w1} e I_{w2} , respectivamente: se as forças laterais provocam o momento na base devido às forças laterais M_0 , o momento fletor na base da parede W1 M_{w1} é dado pela equação (2.2), o momento na base da parede W2 M_{w2} pela equação (2.3); e naturalmente a soma destes momentos resulta no momento M_0 , como escreve (2.4).

$$M_{w1} = M_0 \cdot \frac{I_{w1}}{I_{w1} + I_{w2}} \quad (2.2)$$

$$M_{w2} = M_0 \cdot \frac{I_{w2}}{I_{w1} + I_{w2}} \quad (2.3)$$

$$M_0 = M_{w1} + M_{w2} \quad (2.4)$$

M_0 também conhecido como momento de tombamento pela NBR 6118/2014, pela norma canadense CSA A23.3-04, por Paulay e Priestley (1992).

Numa outra abordagem, existe também a condição em que existem vigas lintel com rigidez à flexão considerável. Devido à flexão na viga lintel (e portanto, a rigidez à flexão), esta transmite esforços cortantes entre as paredes, como indica a Figura 2.5(b).

(Sugestão: A figura 2.5 ficou maior longe, será que devo repetí-la?)

Novamente, o exemplo de Wight e MacGregor (2009) esclarecem didaticamente, a ocorrência de forças cortantes na viga lintel provoca esforços axiais nas paredes. Somando cada componente de força cortante de cada viga V_{bi} , obtém-se o esforço de compressão C_0 , que é igual ao de tração T_0 . O momento M_0 é dado por (2.5).

$$M_0 = M_{w1} + M_{w2} + T_0 \cdot \ell \quad (2.5)$$

Quanto maior a rigidez da viga lintel, maior o esforço cortante no lintel, maior o valor da força axial na base da parede $T_0 = C_0$, e menor o valor de momento M_{w1} e M_{w2} , e menor será o deslocamento lateral. Inclusive, se as vigas forem rígidas, as paredes funcionam como uma só (WIGHT; MACGREGOR, 2009).

Ainda com este enfoque, Paulay e Priestley (1992) apresentam um parâmetro de acomplamento A , que é dado por $T_0 \ell / M_0$, isto é, A contabiliza a contribuição das forças axiais em relação ao momento de tombamento M_0 . Os autores sugerem que se $A > 0,33$ pode-se assumir que as paredes se comportam com uma única barra engastada. A medida que,

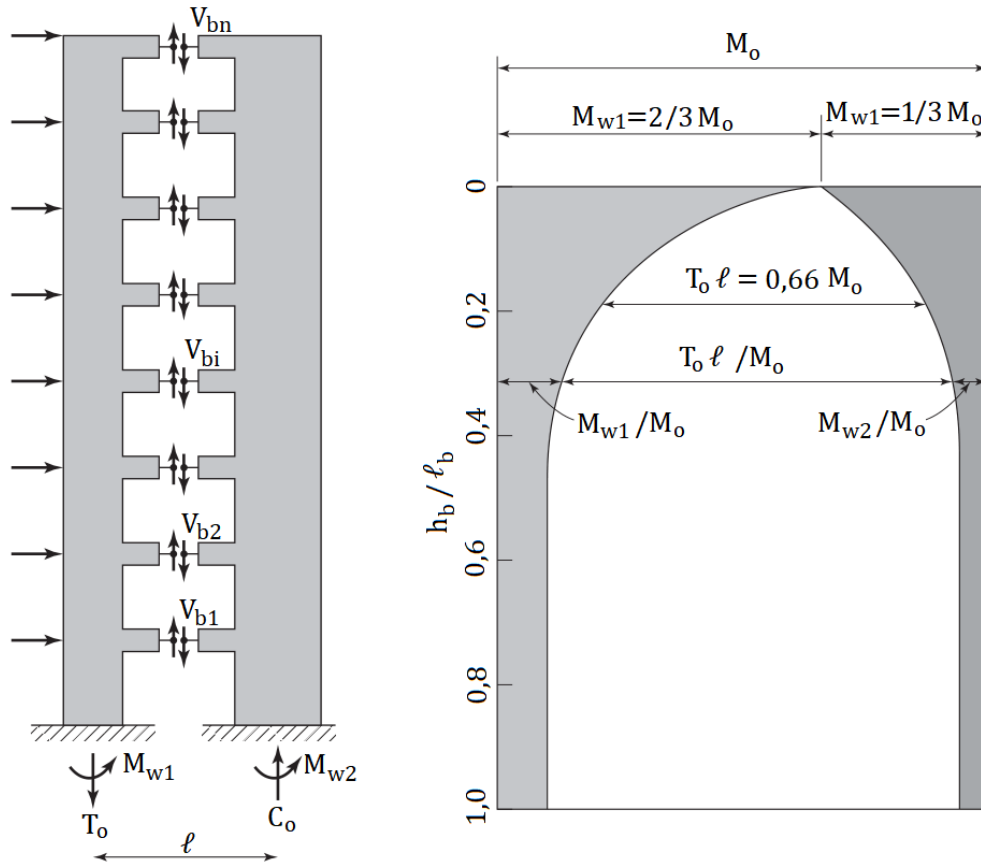
se $A < 0,33$ é melhor propor um modelo em que são paredes separadas, com componentes de forças axiais.

Na abordagem da norma canadense CSA A23.3-04: são definidas como paredes acopladas (ou no original, *coupled shear walls*) aquelas em que pelo menos 66% do momento de tombamento M_0 é balanceado pela estrutura em forma das forças axiais $T_0 = C_0$; enquanto paredes em que menos de 66% do momento M_0 é balanceado por $T_0 = C_0$ são as paredes parcialmente acopladas (*partially coupled shear walls*).

Quanto maior a rigidez à flexão do lintel, maior a força cortante do mesmo, e consequentemente, maior a força axial transmitida entre as paredes conectadas. Para o valor de rigidez à flexão considerada no modelo, Wallace (2007) sugere 0,15 e 0,25 da rigidez à flexão bruta da seção EI_g .

Na Figura 2.13, Wight e MacGregor 2009 apresentam um gráfico que relaciona a rigidez do lintel, exposto pela relação altura/vão h_b/l_b com o momento fletor de duas paredes coplanares, mas considerando a parede da esquerda com o dobro da inércia da parede da direita.

Figura 2.13. Influência da rigidez dos lintéis nos esforços dos pilares-parede em sequencia.



Fonte: Esquerda: Wight e Macgregor (2009), Direita: Santhakumar (1974)* apud Wight e Macgregor (2009).

2.6 DIRETRIZES DAS NORMAS BRASILEIRAS

A ABNT NBR 6118:2014 é a norma de estruturas de concreto armado e protendido, e é a principal para o presente estudo, com recomendações para pilares e também pilares-parede. Outra norma que aborda paredes de concreto armado é a ABNT NBR 16055:2012 que trata de paredes com relação entre largura e espessura maior que dez e cujo foco é no sistema construtivo e recomendações gerais. Esta norma recomenda que o projeto dos elementos seja orientado sob a ABNT NBR 6118:2007, que é a norma antecessora a ABNT NBR 6118:2014.

Pilar-parede é definido como um elemento de superfície ou associação dos mesmos, em que sua menor dimensão é 5 vezes menor que a maior dimensão da seção transversal, segundo a norma brasileira de estruturas de concreto ABNT NBR 6118:2014:

Esta sugere que os pilares não tenham menor dimensão com menos de 19cm. A seção não deve ter área menor a 360cm². Pode-se adotar uma seção entre 19cm e 14cm, ao multiplicar os esforços solicitantes por um coeficiente de ponderação γ_n para considerar o

* SANTHAKUMAR, A. R. **The ductility of coupled shear walls**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de Canterbury, Christchurch, Nova Zelândia, 1974.

aumento da probabilidade de desvios relativos na construção, cujos valores constam na Tabela 2.1:

Tabela 2.1. Valores do coeficiente γ_n em função da menor largura de pilares e pilares-parede.

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

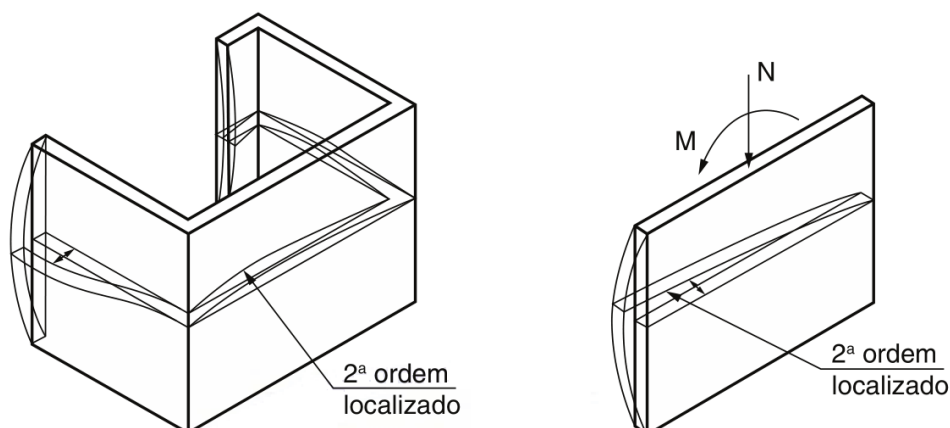
Na seção 14.4 da norma brasileira de estruturas de concreto constam definições dos elementos estruturais. Pilares são classificados como “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes” (ABNT NBR 6118, 2014, p. 84); já a definição de pilares-parede é:

Elementos de superfície plana ou cilíndrica, usualmente na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento. (ABNT NBR 6118, 2014, p. 84)

Segundo o mesmo documento, na seção 14.8, para vigas-parede e pilares-parede, recomenda-se realizar análise linear ou não linear. Os métodos de análise recomendados: diferenças finitas, elementos finitos ou elementos de contorno, ou ainda outro procedimento numérico adequado. Já para considerar o elemento no sistema estrutural, devem ser consideradas as deformações por cisalhamento, e a redução da rigidez à flexão.

Na seção 15.4.1 a norma define o que são efeitos de segunda ordem localizados: em paredes simples ou compostas, a não reticidade de uma região específica da seção transversal significa que tal região está sujeita a um efeito de segunda ordem maior – que esta sujeita a um efeito de segunda ordem localizado, como mostra a Figura 2.14.

Figura 2.14. Efeitos de segunda ordem localizados em pilares-parede.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

A norma recomenda métodos mais refinados para se estimar os efeitos citados conforme o elemento estrutural se torna mais esbelto, o que é reforçado pela bibliografia, Fusco (1981) cita que peças robustas têm efeitos de segunda ordem desprezíveis, no geral.

Portanto, a complexidade da análise cresce com a esbelteza da barra, assim como sugere a Tabela 2.2. Além do apresentado na tabela, outras considerações são relevantes: i) para pilares com esbelteza menor que λ_1 , não é necessário considerar efeitos de segunda ordem; ii) Pilares com esbelteza maior que 200 são permitidos apenas se a força axial for inferior a 10% de $A_c f_{cd}$; iii) Pilares com esbelteza entre 140 e 200 tem seus valores de esforços solicitantes majorados; iv)

Tabela 2.2. Exigências mínimas de cálculo para pilares segundo ABNT NBR 6118:2014.

Esbelteza λ	Determinação dos efeitos locais de segunda ordem					Fluência
	Métodos aproximados				Método Geral	
	Pilar-padrão com curvatura aproximada	Momento majorado com rigidez κ aproximada	Pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r	Pilar-padrão para seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua		
$140 < \lambda < 200$	Não	Não	Não	Não	Sim	Sim
$90 < \lambda \leq 140$	Não	Não	Sim	Não	Sim	Sim
$\lambda_1 < \lambda \leq 90$	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Não

Como citados, há vários métodos para avaliar os esforços de segunda-ordem em barras. Sem dúvida, o mais abrangente é o Método Geral. Resumidamente, a barra é dividida em vários elementos, e cada nó é avaliado segundo os esforços atuantes, e a partir destes, propõe-se um comportamento para a barra, formulado a partir das teorias de deflexão em barras.

Porém, a atuação de cargas num sistema deslocado acarreta em solicitações diferentes, portanto a barra deve ser avaliada novamente levando em conta essas solicitações imprevistas

na avaliação anterior. Novamente, chega-se a outras deformações – cujas solicitações resultantes também não foram levadas em conta na avaliação anterior. Logo, o método é aplicado várias vezes até que se obtenha convergência num comportamento esperado.

Os outros métodos são variações do método pilar-padrão. Cada método tem certas particularidades, porém todas derivam da consideração essencial do pilar-padrão: a forma da curva da barra consiste numa curva senoidal. O método é bastante difundido e seu uso é permitido pela norma brasileira de estruturas de concreto numa variedade grande de situações, sendo a mais abrangente dessas abordagens a do “Método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r”, permitindo avaliar barras com esbeltez de até 140. Porém, o método considerado mais preciso sem dúvida é o Método Geral, que é o alvo inicial do presente trabalho.

Ademais, a partir de certo limite de esbeltez, a norma brasileira de estruturas de concreto armado também sugere que se considere a fluência, também chamada de deformação lenta. A fluência do concreto é definida por Neville (2016) como um acréscimo na deformação sob uma tensão constante. Tal efeito torna-se importante nos pilares pois as deformações na peça são relacionados aos efeitos de segunda ordem, e portanto também ganham importância para certo índice de esbeltez da peça.

Inicialmente, adota-se a consideração da norma ABNT NBR 6118:2014 em sua seção 15.8.4: para pilares com $\lambda > 90$, a fluência obrigatoriamente deve ser considerada. A norma sugere uma maneira simples de considerá-la para pilares: adotando-se um valor adicional de excentricidade, que deverá aumentar inclusive os efeitos de segunda-ordem, com uma equação de aplicação direta.

França (1991) sugere que a fluência pode ser considerada alterando a relação tensão-deformação adotada, multiplicando as deformações por um fator que considere as consequências da fluência. Isso permite que se utilize outra consideração da norma brasileira de concreto armado sobre fluência, a que consta no anexo A, item A.2.2.

Segundo a norma brasileira de estruturas de concreto, as não linearidades podem ser levadas em conta estabelecendo uma relação momento x curvatura ($M \times 1/r$), constante para um valor de força axial N constante.

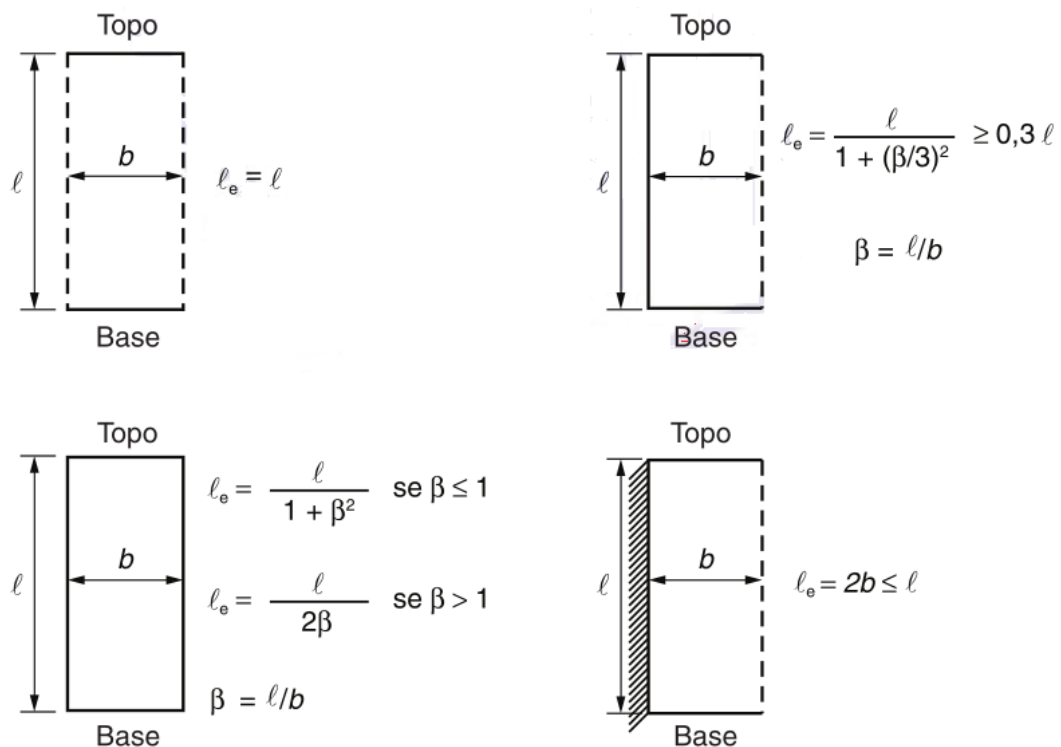
A não linearidade geométrica é referente à influência dos deslocamentos no momento solicitante total, conhecido como efeito de segunda ordem, como apresentado por Fusco (1981) e França (1991), e singularmente por Corrêa (1991). O tópico é tratado na seção que trata da análise dos efeitos de segunda ordem.

A não linearidade física indica que não há proporcionalidade entre tensão e deformação para o material em questão, trata-se do concreto, que não se enquadra na Lei de Hooke.

A seção 15.9 diz respeito a consideração da instabilidade e consideração de efeitos de segunda-ordem de pilares-parede. A norma sugere que estes sejam incluídos no conjunto estrutural como elementos lineares (isto é, elementos de barra) desde que sua seção transversal seja assegurada por travamentos. A análise de efeitos locais deve ser feita segundo a seção 15.8, que é a mesma seção que trata dos efeitos locais de pilares.

Na seção 15.9.2 constam diretrizes para se dispensar análise de efeitos localizados de segunda ordem. Isso considera as vinculações de cada plano de pilares-parede que compõem o núcleo. Cada um é considerado separadamente, em relação a suas medidas e suas vinculações. As diretrizes para cálculo do comprimento equivalente constam na Figura 2.15, na sequência. Pilares-parede cujas bordas laterais estão vinculadas estão mais protegidos de instabilidade.

Figura 2.15. Comprimento equivalente ℓ_e .

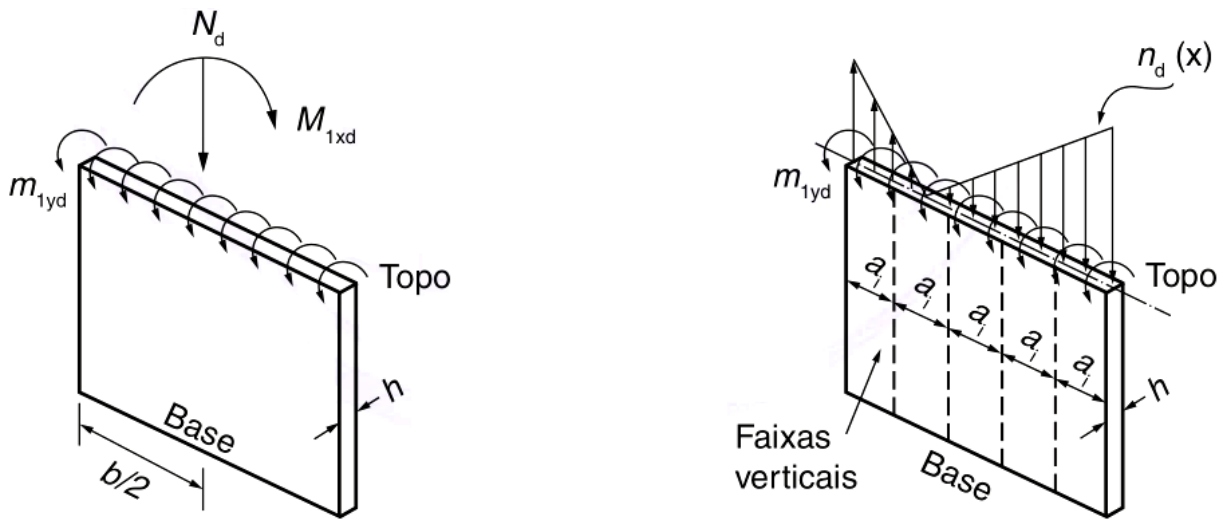


Fonte: ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 16055:2012.

Outra consideração possível para os projetistas seguindo a norma brasileira de estruturas de concreto é um processo simplificado. Este só é recomendado caso cada superfície plana que compõe o conjunto tenha esbelteza limitada a 90.

Divide-se cada plano em faixas de largura a_i , e cada faixa é estudada como um pilar isolado, submetido aos esforços que constam como na Figura 2.16. O texto sugere que os esforços resultantes por faixa são: momento no plano de menor inércia da parede e força axial. Embora na figura haja uma variação linear no esforço n_d , que sugere ocorrência de momento fletor na direção de maior inércia, tal momento fletor seria desprezado nesta consideração.

Figura 2.16. Avaliação aproximada do efeito de segunda ordem localizado.



a) Esforços solicitantes

b) Distribuição aproximada dos esforços normais $n_d(x)$ devidos a N_d e M_{1xd}

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

a_i : é a largura da faixa i ; equivale a $3h$, e tem valor máximo de 100cm;

N_i : é a força normal da faixa i , calculada a partir de $n_d(x)$, conforme a figura Figura 2.16(b), ou a Figura 15.5 da ABNT NBR 6118:2014.

$M_{1d,min}$: tem o significado e o valor estabelecidos na seção 11.3.3.4.3 da ABNT NBR 6118:2014, mas de maneira sucinta, é dado por $Nd(0,015 + 0,03h)$, e leva em conta as imperfeições locais.

M_{yid} : é o momento fletor da faixa i ; dado pelo produto $M_{yid} = m_{1yd} a_i$;

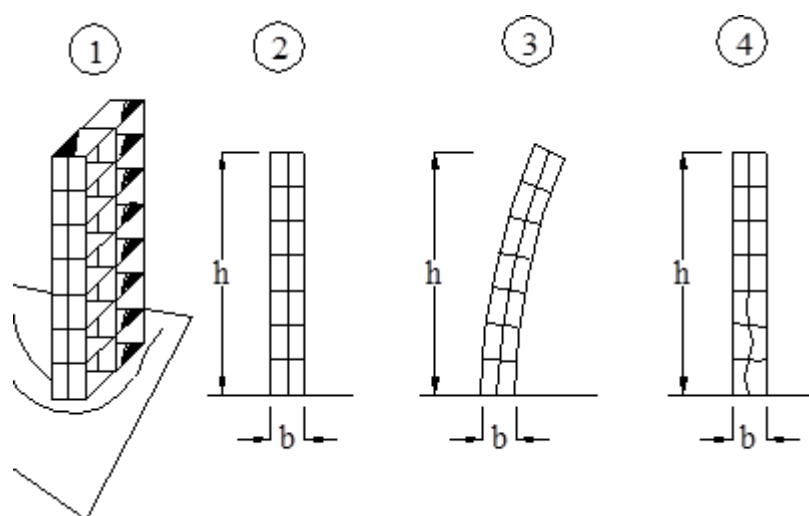
m_{1yd} e h : são definidos na Figura 2.16 ou a Figura 15.5 da ABNT NBR 6118:2014.

E finalmente, a norma recomenda que o efeito localizado de segunda ordem em torno da menor dimensão de cada faixa que compõe o pilar-parede seja incorporado ao efeito local de segunda ordem de um pilar-parede equivalente a faixa.

2.7 INSTABILIDADE DO PILAR-PAREDE

Os trabalhos abordam instabilidade global e local de maneiras distintas, que varia segundo o autor. Portanto é pertinente que a nomenclatura adotada para a instabilidade seja fixada. Neste contexto, adota-se para o presente trabalho a mesma de Carvalho e Pinheiro (2013), que é ilustrada na Figura 2.17.

Figura 2.17. Esquema estrutural de um edifício alto: 1) perspectiva esquemática; 2) estrutura verticalmente indeformada; 3) edificação sujeita a instabilidade global; 4) instabilidade local dos pilares centrais inferiores.



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013).

Porém existe divergência na nomenclatura utilizada por diferentes autores: segundo Rosso, Almeida e Beyer (2016), um efeito global ocorre ao se aplicar esforços numa parede na direção de maior inércia e obter deformações em torno da menor inércia; já um efeito local é a flambagem de uma barra da armadura longitudinal no espaço entre dois estribos. Na presente tese, esta instabilidade da armadura longitudinal entre dois estribos é identificada por instabilidade localizada.

Rosso, Almeida e Beyer (2016) explicam que instabilidades locais e localizadas influenciam-se mutuamente, citando como exemplo: i) flambagem da armadura pode ocorrer devido a instabilidade em torno do plano de menor inércia da parede; ii) efeitos que causam variações assimétricas na inércia parede mais vulnerável a flambagem local, como instabilidade da armadura longitudinal, esmagamento do concreto, fissuração e escoamento da armadura. Na referência, utiliza-se outra nomenclatura.

Tal abordagem de instabilidade em torno do eixo de menor inércia para pilares-parede é explicada e analisada por Paulay e Priestley (1993). Os autores sugerem que, no comportamento cíclico, a variável decisiva para determinar a ocorrência ou não da instabilidade citada é a deformação de tração na armadura, que em seguida é comprimida.

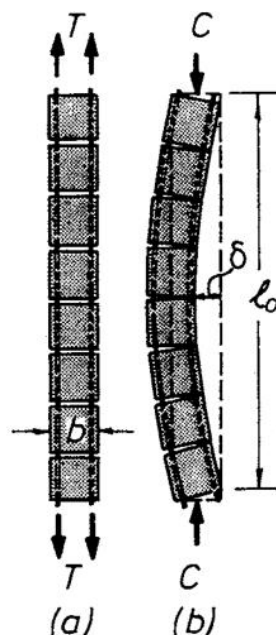
O mecanismo ocorre em fases. Inicialmente deve-se ter em mente que a ductilidade da parede é relativamente grande, como é requerido no projeto frente a sismos. Uma parede sujeita a momentos fletores em torno do eixo de maior inércia, apresenta uma borda comprimida e a borda oposta tracionada.

A extremidade tracionada da parede é ilustrada na Figura 2.18(a). As tensões de tração podem ser tais que provoquem abertura de fissuras. As fissuras formadas neste tipo de esforço são quase horizontais. Durante o descarregamento, as fissuras tem tendência de se fecharem, porém as deformações das barras tracionadas podem ser plásticas, o que impede as fissuras de se fecharem completamente. Até que as fissuras se fechem, apenas a armadura resiste a uma eventual compressão provocada neste trecho da parede. (PAULAY; PRIESTLEY, 1993)

Ao ocorrerem tensões de compressão nesta mesma borda da parede, é inevitável que as forças em cada face sejam diferentes, levando a força de compressão a certa excentricidade em relação ao centroide das barras da armadura, como na Figura 2.18(b). A barra mais próxima da força resultante de compressão deverá escoar primeiro, em compressão. (PAULAY; PRIESTLEY, 1993).

Na sequência, as forças de compressão devem fechar a fissura neste lado da seção, visto que há deformações de compressão maiores. Enquanto tal fissura não se fecha, a curvatura deve aumentar substancialmente, visto que a rigidez da barra escoando é mínima comparada ao conjunto, e a barra do lado oposto não chegou ao escoamento e possui maior rigidez. (PAULAY; PRIESTLEY, 1993).

Figura 2.18. Deformações que levam a flambagem em torno do eixo de menor inércia.



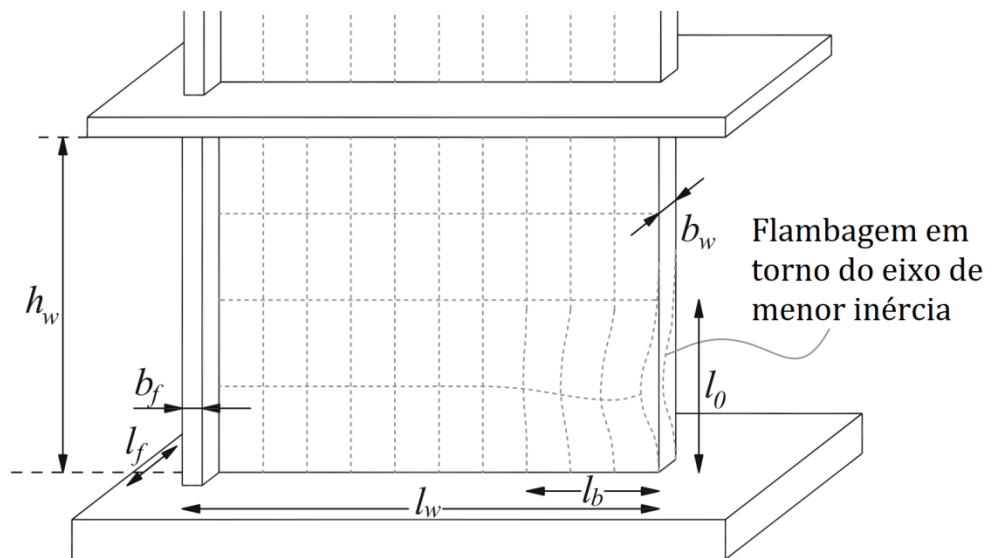
Fonte: Paulay e Priestley (1992).

Neste estágio, a barra da face que não escoou na compressão inicialmente ainda não chegou ao escoamento. Seguindo a aplicação de compressão, pode ocorrer: i) Diante de pequena abertura de fissura, o deslocamento lateral δ da Figura 2.18(b) é pequeno. A fissura se fecha em toda a largura da parede, que permanece estável; ii) A abertura de fissura é grande, e o momento dado por $M=\delta C$ no setor de parede com comprimento efetivo de flambagem l_0 pode causar instabilidade em torno do plano de menor inércia antes do fechamento das fissuras, e ao não fechá-las, não retornar à parede sua capacidade portante total, que depende do concreto. (PAULAY; PRIESTLEY, 1993).

Os autores apresentam tal raciocínio para paredes com armadura simétrica, e ainda para armadura em apenas uma camada, que é mais característico de paredes bastante finas.

Rosso, Almeida e Beyer (2016) apresentam na Figura 2.19 a seguir a instabilidade local (ou localizada, pela norma ABNT NBR 6118:2014).

Figura 2.19. Instabilidade com deslocamento em torno do menor eixo de inércia.



Fonte: Rosso, Almeida e Beyer (2016).

Há estudos recentes que aprimoram tal abordagem, trazendo recomendações sobre qual a dimensão a ser considerada como comprimento de flambagem l_0 , largura de flambagem l_b , a serem considerados no cálculo, por exemplo o trabalho de Rosso, Almeida e Beyer (2016).

2.8 ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE PAREDES ESTRUTURAIIS

Os testes em paredes estruturais em geral são para solicitações cíclicas, simulando efeitos sísmicos. Este enfoque foge da abordagem padrão brasileira, em que as solicitações laterais, em geral, são focadas principalmente no vento.

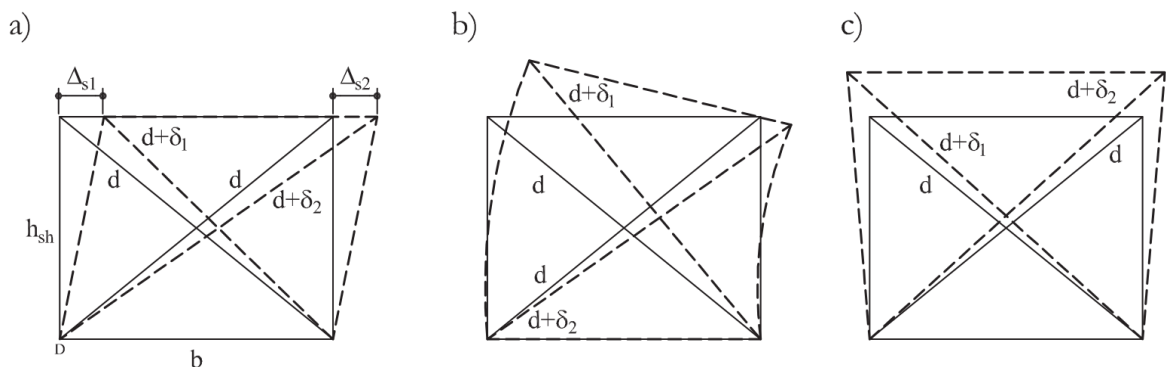
Os resultados experimentais de diversos pilares-parede constam na base de ensaios em Pilares-parede da NEESHUB, uma plataforma online com intuito de pesquisa e colaboração entre pesquisadores.

Inicialmente, procura-se problemas monotônicos, que consistem no estudo de interesse. A análise cíclica requer relações constitutivas mais robustas para levar em conta efeitos de histerese e deformações residuais. Ao fixar os parâmetros das relações constitutivas usando problemas monotônicos, é possível realizar simulações comparadas a problemas cíclicos e calibrar os parâmetros focados em tal comportamento, entretanto tal calibração foge do escopo deste trabalho.

Os resultados experimentais advindos possuem instrumentação diversa. Todavia, em todos são monitoradas a força e deslocamento de topo da parede. Além destes, há certa variação na resposta informada. Outras informações comuns são deformações em pontos de interesse, principalmente para identificar a parcela do deslocamento provocado pelo esforço cortante no topo da parede. Ou ainda deformações nas seções próximas à base, região mais solicitada do protótipo.

Para calcular o deslocamento devido ao esforço cortante mencionado, observa-se seu valor médio numa certa região. Tal abordagem é aceita por diversos autores, como Thomsen IV e Wallace (1995); Dazio, Wenk e Bachmann (1999); Massone e Wallace (2004); e Beyer, Dazio e Priestley (2007). As abordagens convergem ao calcular a distorção por cisalhamento, aplicando instrumentação tal que forneça valores para as variáveis da Figura 2.20.

Figura 2.20. Método apresentado por Hiraishi (1984) para cálculo dos deslocamentos devido a esforços cortantes, as diagonais se deslocam devido: (a) deformações por esforço cortante; (b) deformações por flexão; (c) alongamento vertical e horizontal.



Fonte: Beyer, Dazio e Priestley (2007).

A partir de tais variáveis, calcula-se que a distorção por cisalhamento média γ é dada pela equação (2.6).

$$\gamma = \frac{d}{2bh} (\delta_1 - \delta_2) - (\alpha - 0,5)\theta \quad (2.6)$$

Em que θ é a rotação no topo do painel, e α é um parâmetro relativo a distribuição de curvatura, respectivamente nas equações (2.7) e (2.8) . (BEYER; DAZIO; PRIESTLEY, 2007).

$$\theta = \int_{z=0}^h \varphi(z) dz \quad (2.7)$$

$$\alpha = \frac{\int_{z=0}^h \varphi(z) dz}{\theta \cdot z} \quad (2.8)$$

Em que φ é o valor da curvatura (geralmente, exposto por $1/r$ em trabalhos nacionais), que varia ao longo do eixo da parede. Assim, é visível que θ é a rotação do topo em relação à base do painel.

É possível estimar valores teóricos de α com base em diagramas momento curvatura.

O cálculo da relação entre o deslocamento provocado por esforço cortante Δ_s pelo deslocamento provocado pela flexão Δ_f é bastante visado. Isso pois permite avaliar o quanto considerar as deformações por tensão de cisalhamento são relevantes para o elemento em questão.

Dos experimentos de interesse, da vasta gama de possibilidades da bibliografia, escolheu-se os ensaios realizados por Ghorbani-Renani et al (2009), por serem bem instrumentados, simulares situações reais e também apresentar uma amostra em escala, o que permite validar o modelo para dimensões menores, e principalmente devido ao esforço monotônico, que é exatamente o modelo de interesse.

O estudo de Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990) é eleito para modelagem e simulação pelo mesmo motivo, isto é, rotina de carregamento monotônica em certas amostras. Este possui grande variabilidade de dimensões e força axial aplicada, que são outras vantagens de abordá-lo.

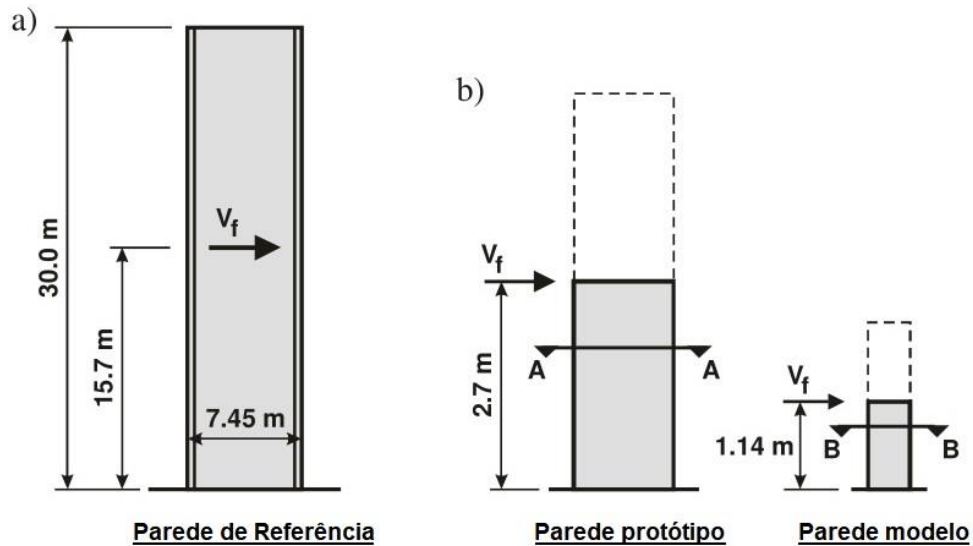
O trabalho de Dazio, Beyer e Bachmann (2009) também é utilizado para calibração. No trabalho são abordadas 6 paredes, alterando principalmente a armadura longitudinal e de confinamento. É bastante rico em instrumentação e os autores disponibilizam os dados completos além de relatórios detalhados.

2.8.1 Ensaio monotônico: Ghorbani-Renani et al (2009)

A descrição destes ensaios consta principalmente no artigo dos pesquisadores Ghorbani-Renani et al (2009) e na tese Ghorbanirenani (2010). O artigo pretende verificar se testes em escala reduzida conseguem reproduzir efeitos complexos que ocorrem em paredes de dimensões reais, como o deslizamento da base e deformações complexas provocadas pelo

esforço cortante. As amostras foram idealizadas a partir de uma parede de referência de um edifício real. A Figura 2.21 apresenta as paredes consideradas pela pesquisa de origem.

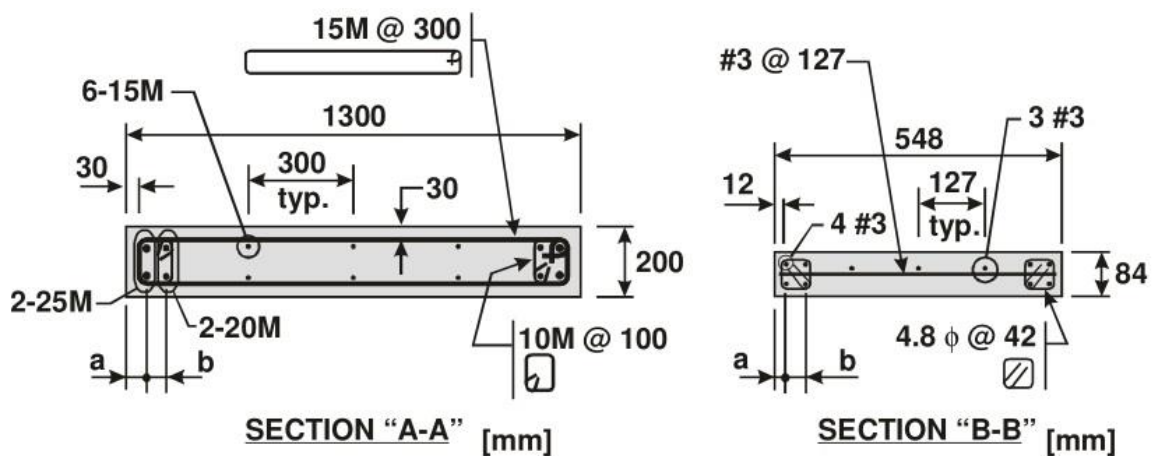
Figura 2.21. Paredes estudadas na referência.



Fonte: Ghorbani-Renani et al (2009).

Das paredes apresentadas na Figura 2.21, a parede “a” é utilizada apenas como referência, as paredes “b” e “c” são chamadas respectivamente de A1 e B1 e são executadas para ensaios monotônicos e cíclicos. A seção transversal que apresenta a armadura destas paredes consta na Figura 2.22.

Figura 2.22. Seção transversal e armadura das paredes ensaiadas.



Fonte: Ghorbani-Renani et al (2009).

Como o trabalho adota a norma canadense de concreto CSA-A23.3-04, supõe que ao citar a resistência do concreto, trata-se da resistência média com corpo de prova cilíndrico f'_c . Em resumo, as propriedades dos materiais constam na Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Caracterização do concreto e aço utilizados nos ensaios.

Parede	f_c (MPa)	Armadura	Tamanho	Área (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_{sh}	ϵ_{su}
A1M	28,3	Longitudinal	25M	500	437	626	0,01	0,146
		Longitudinal	20M	300	412	579	0,022	0,17
		Longitudinal	15M	200	448	675		
		Horizontal	15M	200	452	671		
B1M	47,0	Longitudinal	#3	71	450	597	0,018	0,17
		Horizontal	#3	71	450	594		

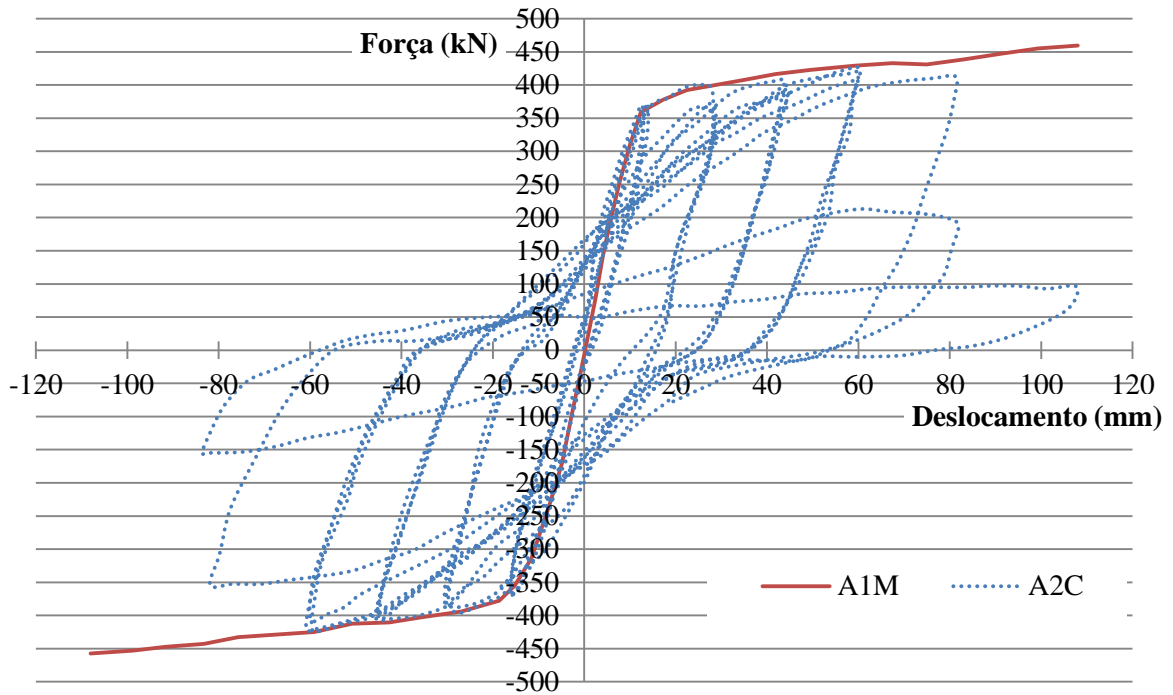
Fonte: Ghorbani-renani et al (2009) e Collins e Mitchell (1997).

Nestes ensaios não foram aplicadas forças axiais no topo das paredes.

Para a relação constitutiva do aço, parte-se do dados da Tabela 2.3. Para as barras de 15M, não consta a deformação ϵ_{su} , uma alternativa é considerá-lo como o médio das outras barras. Para o módulo de elasticidade, adota-se 200 GPa para todas as barras. A tensão de escoamento e máxima é indicada pelos autores, levando a relação bi linear. Adota-se como área das barras: 15M, 200mm²; 20M, 300mm²; e 25M, 500mm² (COLLINS; MITCHELL, 1997).

Os autores apresentam resultados de ensaios cíclicos que foram feitos em paredes idênticas, inclusive o concreto das paredes semelhantes é do mesmo lote de concretagem, seus resultados são importantes para comparar ensaios monotônicos e cíclicos. Os resultados descritos por força e deslocamento no topo para as paredes A1M e A2C estão expressos na Figura 2.23.

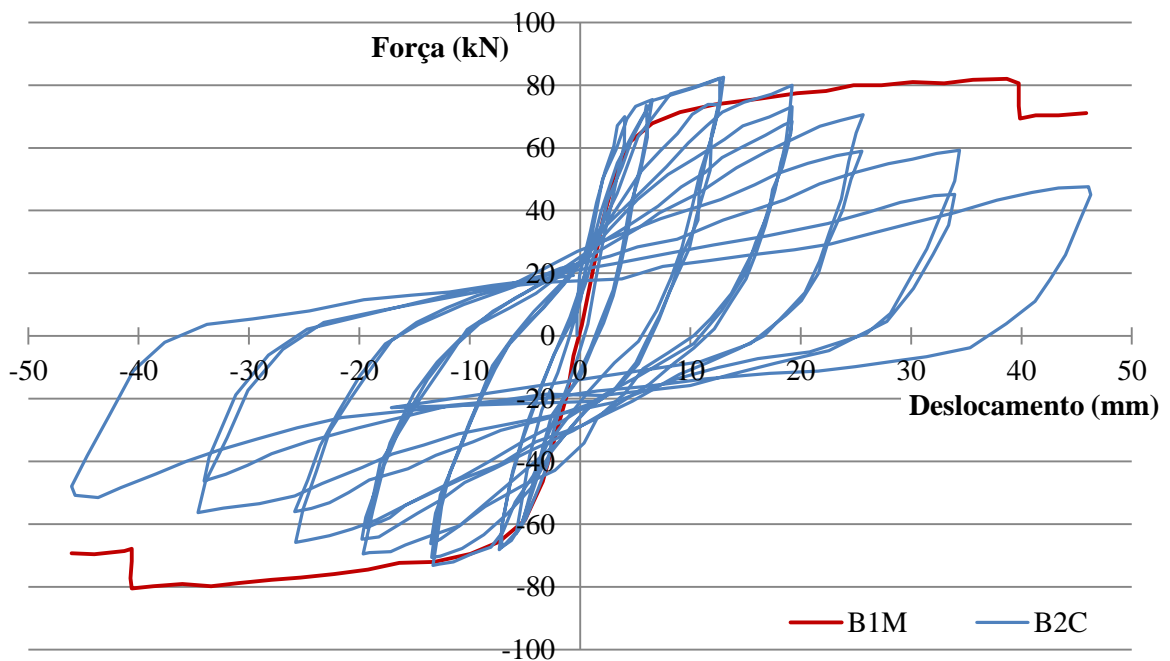
Figura 2.23. Relação força por deslocamento no topo das paredes A1M e A2C.



Fonte: Ghorbani-Renani et al (2009).

As paredes B1M e B2C são feitas em escala em relação a parede de referência, e também possuem resultados respectivamente monotônicas e cíclicas. Os resultados em termos de força por deslocamento são apresentados na Figura 2.24.

Figura 2.24. Relação força por deslocamento no topo das paredes B1M e B2C.



Fonte: Ghorbani-Renani et al (2009).

2.8.2 Ensaio monotônico: Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990)

Os ensaios apresentados pelos trabalhos de Lefas e Kotsovos (1990) e Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990) apresentam os resultados de diversas paredes, variando medidas, armaduras e força axial em paredes de concreto armado. Alguns ensaios são monotônicos, que são especialmente interessantes, pois permitem estudar os componentes cíclicos separadamente, pós calibração do modelo monotônico.

As paredes ensaiadas possuem relação de aspecto aproximada de 1 e 2. Respectivamente, são as paredes de tipo I e II.

Para estudo, abordam-se as paredes SW11, SW12 e SW13, com relação de aspecto 1 e as paredes SW21, SW22 e SW23, cuja relação de aspecto é 2.

O concreto utilizado nas amostras teve seu controle tecnológico realizado com ensaio de compressão em cubos, que obtém valores de resistência compressiva do concreto distintas à amostras cilíndricas, que é o formato adotado como referência nesta tese. Assim, para converter tais valores de resistência entre si, adota-se a equação (2.9), obtida experimentalmente por Mansur e Islam (2002).

$$(f_{cu})_{150} = 1,01 \cdot (f'_c)_{\phi 150 \times 300} + 9,94 \quad (2.9)$$

Sendo:

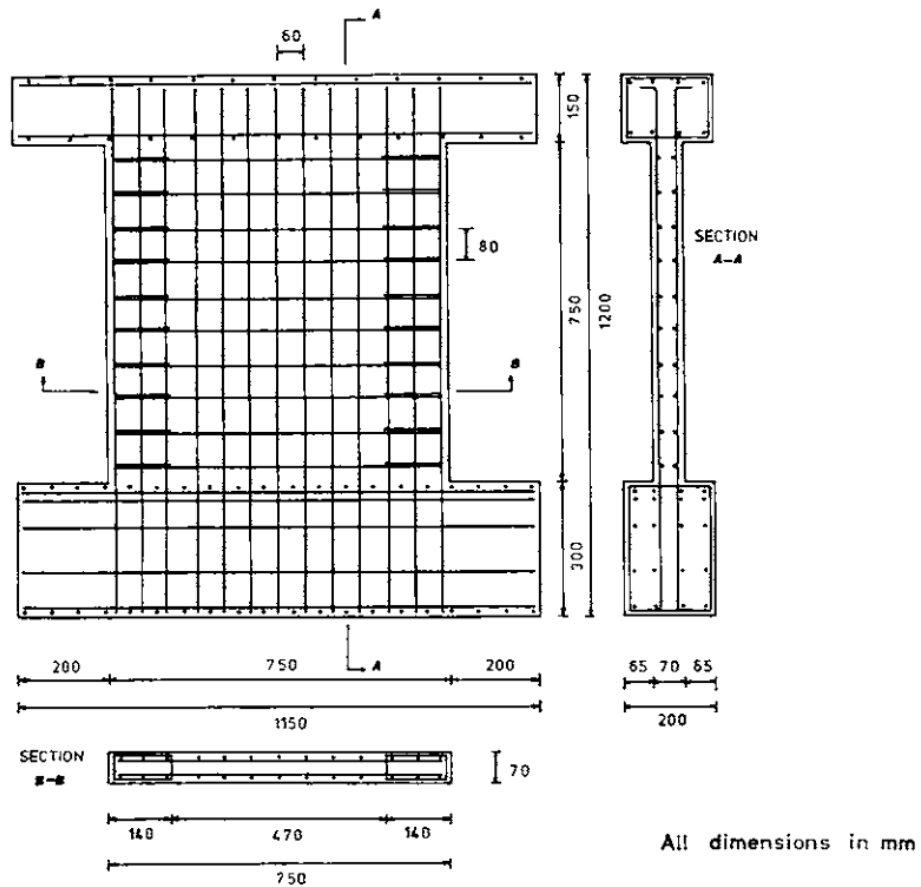
$(f_{cu})_{150}$: resistência à compressão média em amostras cubicas com lado de 150mm.

$(f'_c)_{\phi 150 \times 300}$: resistência à compressão média em amostras cilíndricas com diâmetro de 150mm e altura de 300mm.

Neste trabalho se utiliza o resultado de três paredes do tipo I e três paredes do tipo II.

Entre as paredes o autor varia apenas a força axial aplicada, mantendo constante a armadura. O concreto de cada parede apresentou valores de resistência bastante dispersos. A Figura 2.25 apresenta as paredes tipo I, que são mais robustas, que foi construída com referência à relação de aspecto de 1,0, porém que equivale a 1,1 na prática, devido ao posicionamento da força no ensaio.

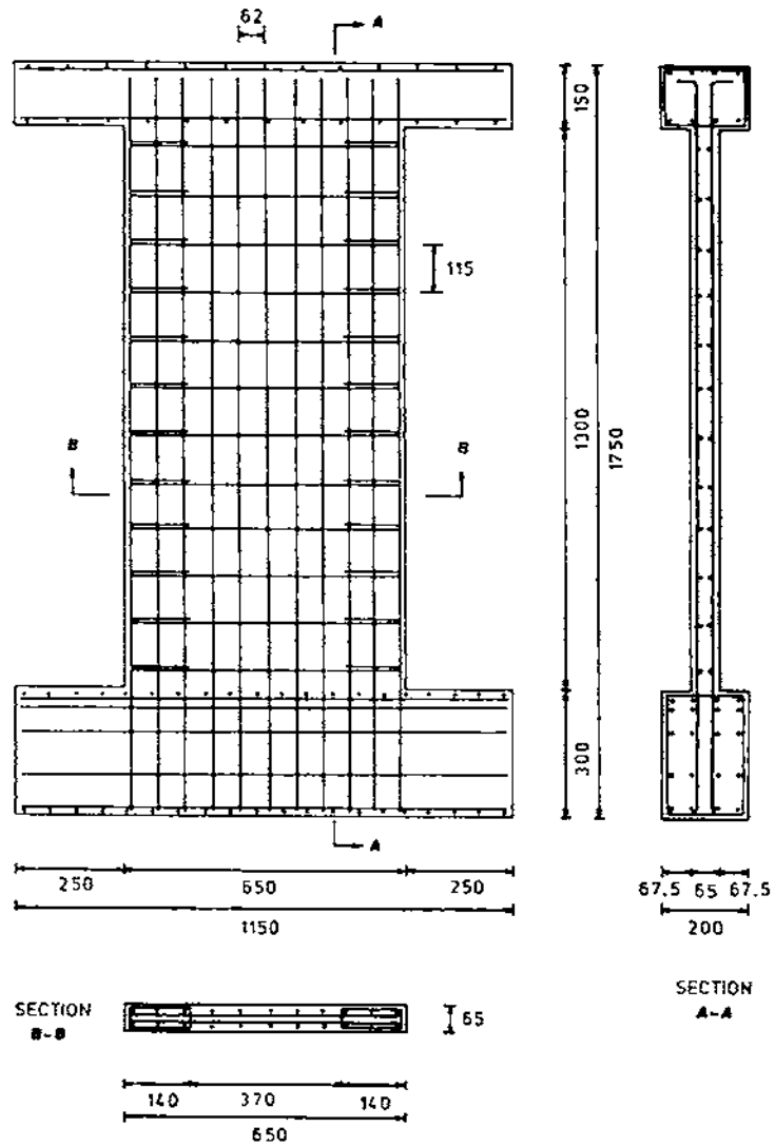
Figura 2.25. Geometria e armadura de paredes do tipo I (dimensões em mm).



Fonte: Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990).

As paredes II são ilustradas e têm sua armadura detalhada na Figura 2.26. Análogo às paredes de tipo I, a relação de aspecto das paredes de tipo II equivale a 2,12 devido à posição da força horizontal na amostra.

Figura 2.26. Geometria e armadura de paredes do tipo II (dimensões em mm).



Fonte: Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990).

A caracterização do concreto é apresentada no artigo de origem e convertida pela aplicação da equação (2.9). O ensaio foi realizado fixando-se a força axial adimensional, portanto a partir da resistência do concreto foram obtidos os valores de força axial a serem aplicados no ensaio. Tais informações constam na Tabela 2.4.

Tabela 2.4. Resistência cúbica e cilíndrica do concreto à compressão e força axial nas paredes.

Parede	f'_{cu} (MPa)	f'_c (MPa)	Força axial (kN)
SW11	52,3	41.94	0
SW12	53,6	43.23	230
SW13	40,6	30.36	355
SW21	42,8	32.53	0
SW22	50,6	40.26	182
SW23	47,8	37.49	343

A armadura também tem sua caracterização apresentada e os resultados constam na Tabela 2.5. O módulo de elasticidade equivale a 160 GPa, segundo os autores.

Tabela 2.5. Resistência ao escoamento e última da armadura.

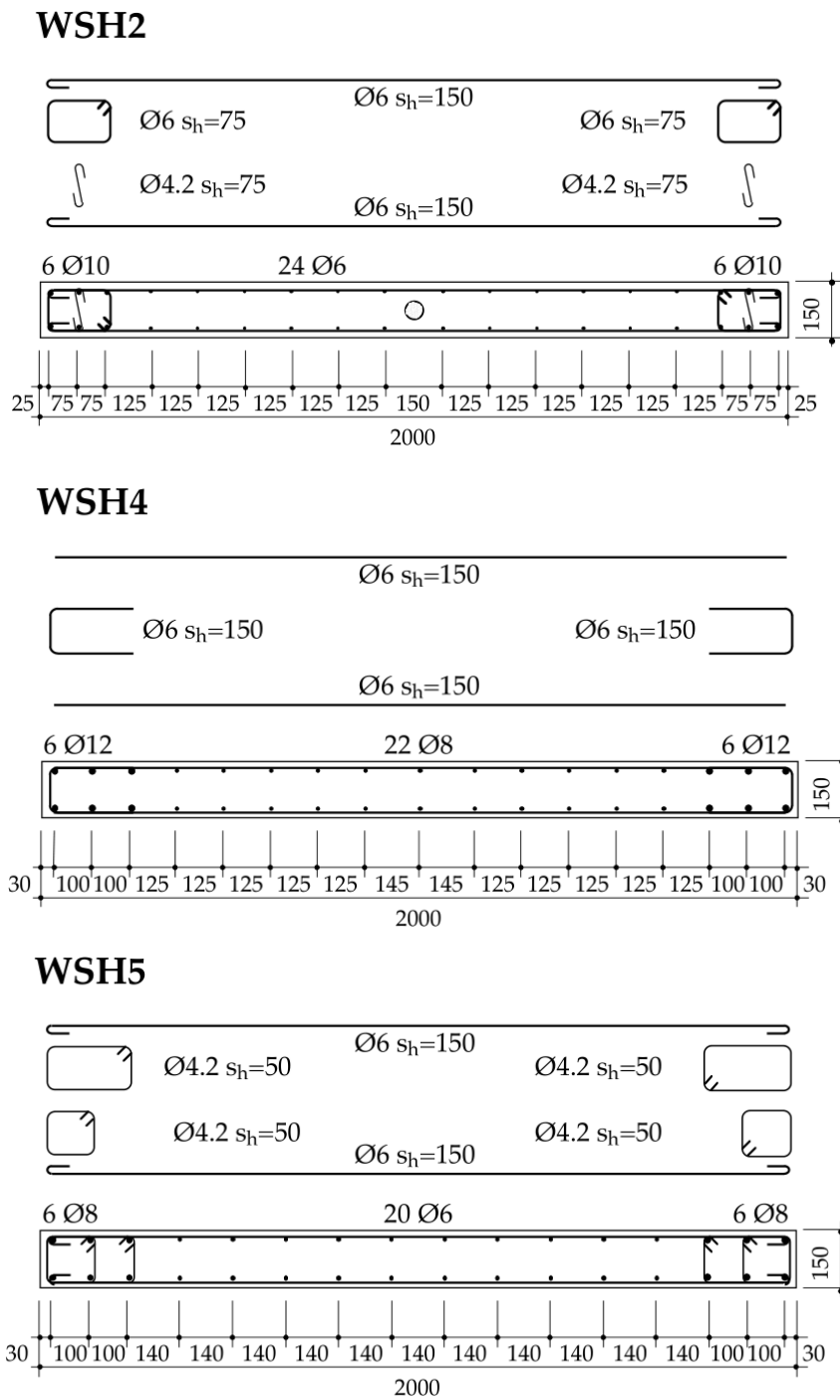
Tipo	Resistência ao escoamento f_{sy} (MPa)	Resistência última f_{su} (MPa)
Barra de alta tensão 8 mm	470	565
Barra de alta tensão 6,25 mm	520	610
Barra de aço baixo carbono 4mm	420	490

Fonte: Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990).

2.8.3 Dazio, Wenk e Bachmann (1999); Dazio, Beyer e Bachmann (2009)

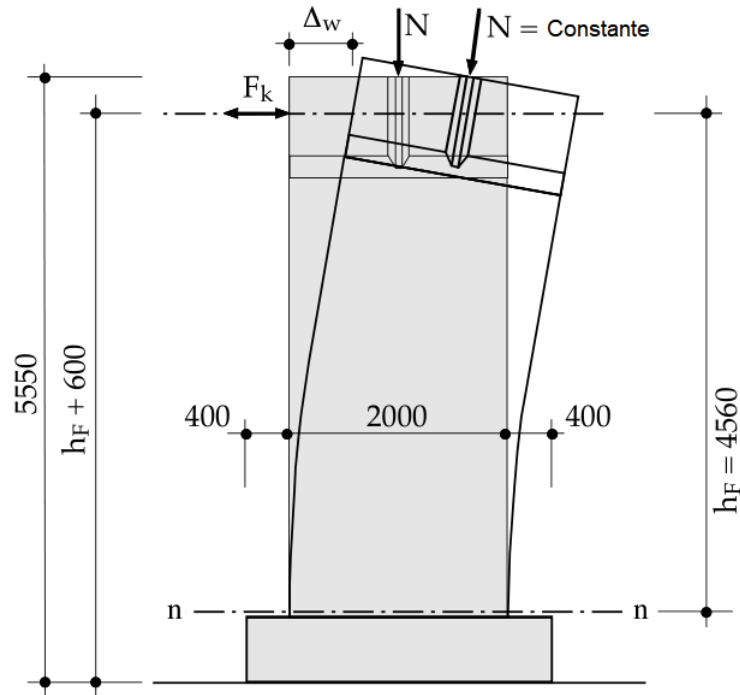
Trata-se do ensaio de seis paredes, WSH1 a WSH6. A geometria da seção de concreto é igual para todas as paredes, 15cm x 200cm e a altura de aplicação da força lateral é de 4,56 metros, exceto pela parede WSH6, em que a força lateral é aplicada na altura de 4,52 metros. As seções são detalhadas na Figura 2.27 e uma vista lateral mostrando os esforços aplicados é exposta na Figura 2.28.

Figura 2.27. Seção transversal das paredes DA WSH2, WSH4 e WSH5 (dimensões em mm).



Fonte: Dazio, Wenk e Bachmann (1999).

Figura 2.28. Ilustração da geometria e esforços externos das paredes de WSH1 a WSH6 (dimensões em mm).



Fonte: Dazio, Wenk e Bachmann (1999).

O objetivo do ensaio é avaliar a influência taxa de armadura e a ductilidade da barra de aço aplicada na força lateral resistida e deslocamento desenvolvido. Os autores relatam que há obras em que o aço presente possui características dúcteis inferiores, pois no dimensionamento a única variável relevante era a tensão de escoamento (DAZIO; BEYER; BACHMANN, 2009).

Assim, as propriedades constantes nestes ensaios são: as dimensões da seção e a armadura de cisalhamento. As propriedades que divergem: armadura longitudinal em volume, disposição e ductilidade, confinamento, armadura contra flambagem das barras longitudinais e força axial aplicada.

As amostras, depois de prontas, foram protendidas por cabos externos à amostra. Já a força lateral é aplicada por macaco hidráulico na parte superior da amostra. O procedimento adotado prevê aplicação de forças com valor fixo, com base na força lateral total resistida pela amostra.

A obtenção de dados foi feita com uso de *Strain gauges* (que medem deformação), *LVDTs* (que mede deslocamento entre dois pontos) e células de carga. A Figura 2.29 apresenta a posição de uma parte dos LVDTs: a parte distribuída no lado frontal das paredes de WSH2 à WSH6 (DAZIO; WENK; BACHMANN, 1999).

caracterizaram as barras conforme seu diâmetro e também dividindo-as em lotes. Os valores constam na Tabela 2.6, considerando as paredes de interesse analisadas no presente trabalho.

Tabela 2.6. Resultados da caracterização do aço considerando relação tensão-deformação bilinear.

	D _{nom}	E (GPa)	ϵ_y (%)	f _y (MPa)	ϵ_u (%)	f _u (MPa)
WSH2	4.2	178.6	2.944	525.9	2.713	583.2
	6	212.0	2.288	485.1	5.122	536.3
	10	191.2	3.041	581.4	6.851	747.7
WSH4 e WSH5	4.2	189.6	2.901	550.1	2.573	604.4
	6	203.5	2.491	506.8	4.847	557.5
	8	206.3	2.726	562.2	7.100	711.2
	12	199.2	2.816	560.9	7.182	680.8

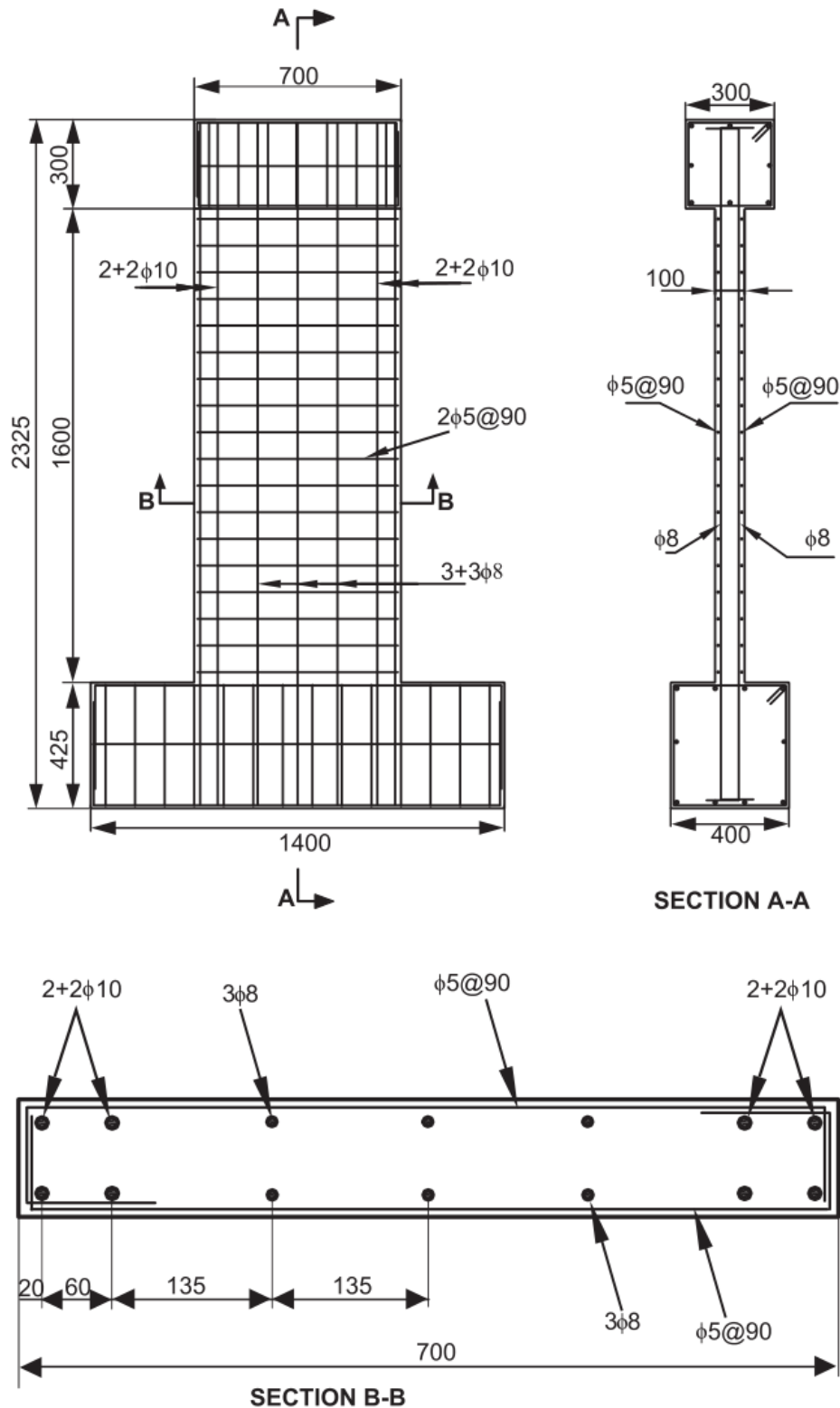
Fonte: Dazio, Beyer e Bachmann (2009).

Finalmente, a aplicação da força axial no topo foi feita por cabo de aço que é fixado na base. Portanto, ela se desloca lateralmente acompanhando a parede.

2.8.4 Alarcon, Hube e de la Llera (2014)

Este trabalho relata a perda de ductilidade devido à força axial excessiva, tendo em vista a grande avaria verificada nas paredes estruturais com o terremoto de 2010 no Chile. Os autores relatam confinamento pobre, armadura transversal inadequada e força axial em excesso. Então, os autores realizam o ensaio de três paredes estruturais com geometria e materiais idênticos, inclusive com concretagem em um mesmo lote. A única diferença entre elas é a força axial aplicada. A geometria da parede e da armadura são exibidas na Figura 2.30.

Figura 2.30. Geometria e armadura dos espécimes de parede (dimensões em mm).



Fonte: Alarcon, Hube e de La Llera (2014)

O trabalho relata os resultados da caracterização dos materiais. Para o concreto, a resistência a compressão média do cilindro de 150mm por 300mm é de 27,4 MPa. A armadura tem sua tensão e deformação em pontos interessantes relatados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7. Resultados da caracterização da armadura com foco em relação bilinear.

		E (GPa)	ε_y (%)	f_y (MPa)	ε_u (%)	f_u (MPa)
W1, W2 e W3	Φ5 mm			608,9	5,7	667,7
	Φ8 mm	225,8	2.000	445,6	15,1	598,9
	Φ10 mm	224,7	2,100	469,2	16,6	675,7

Fonte: Alarcon, Hube e de La Llera (2014).

As propriedades da armadura Φ5 mm desconhecidas são consideradas arbitrariamente como a média das propriedades das outras barras.

A aplicação da força axial é feita centrada sobre a viga de topo usando um pórtico aparte e com roletes entre o sistema. Logo, o centro de aplicação de esforços axiais não muda conforme a parede se desloca. Já a força lateral é aplicada em ciclos por um atuador fixado a outro pórtico externo e altura fixada. Nas paredes W1, W2 e W3 são aplicadas forças axiais respectivamente de 278,4, 479 e 671,6 kN, que corresponde a respectivamente, 15, 25 e 35% de aproximadamente em termos de força axial adimensional.

Os autores fornecem as curvas força por deslocamento obtidas, percebendo grande queda na ductilidade da parede, porém aumento da capacidade portante de força lateral, explicitado observando as curvas *backbone* no trabalho de referência (ALARCON; HUBE; DE LA LLERA, 2014).

2.9 MODELAGEM DE PAREDES ESTRUTURAIS

A literatura internacional relata diversas abordagens para modelagem de paredes estruturais em concreto armado, que são aqui descritos. As abordagens aqui são divididas entre de macro elemento e de micro elemento.

De acordo com Jalali e Dashti (2010), os modelos microscópicos descrevem o comportamento da estrutura interpretando o comportamento local, por exemplo, o método dos elementos finitos com divisão numa malha de numerosos elementos; No caso do modelo microscópico dos Elementos Finitos, Orakcal e Wallace (2004) sugerem que os resultados são questionáveis muitas vezes, pois o modelo é muito robusto e se torna demasiadamente complexo, comprometendo parâmetros de entrada e seus resultados finais.

Modelos macroscópicos são aqueles que buscam o comportamento da estrutura modelando seu comportamento como um todo, por exemplo, ao se modelar a estrutura num conjunto de alguns elementos lineares, que em conjunto devem simular a parede (JALALI; DASHTI, 2010).

Cada abordagem é discriminada na Tabela 2.8.

Tabela 2.8. Modelos de pilares-parede propostos pela bibliografia.

Referências	Descrição do elemento
Beck (1962); MacLeod (1973); MacLeod e Hosny (1977); Serra (1994)	Os modelos de coluna larga, pórtico análogo e Yagui, são modelos bastante diretos e simples, buscando sempre reduzir o número de graus de liberdade no intuito de melhorar a resolução matemática. A parede é modelada por apenas um elemento barra por pavimento, e um elemento de viga rígida na altura da laje.
Stafford Smith e Abate (1981); Stafford e Girgis (1984); Stafford e Girgis (1986)	Uma série de modelos de barras, com variações da geometria de estruturas que são compostas de: uma barra com rigidez de viga, e duas barras como treliças.
Kabeyasawa et al (1983)	Referenciado como TVLEM (Modelo de Elemento de Três Linhas Verticais).
Vulcano et al (1988)	Entitulado MVLEM (Modelo de Múltiplos Elementos de Linhas Verticais).
Colotti et al (1993)	Modelo oriundo do anterior, MVLEM, com o pilar-parede analisado com a Teoria do campo de compressão modificada, apresentada por Vecchio e Collins (1986), consegue acoplar o comportamento conjunto axial-fletor-cortante
Chen e Kabeyasawa (2000)	É um modelo de TVLEM que substitui a barra central, que modela a parede, por um elemento bidimensional com forças axiais e cotantes em todas as faces do plano. Empilha dois elementos de parede no modelo testado, e tenta dois tipos distintos de elemento de chapa:
Orakcal et al (2004)	Uma aplicação do MVLEM. Apresenta-se um modelo que explora as vantagens deste elemento de tal maneira que o comportamento geral leva em conta uma série de fatores relativamente avançados.
ABNT NBR 6118:2014	A parede é dividida em pilares, cuja largura é igual a três vezes a espessura. Tais pilares são então calculados por qualquer método da norma, para esforços dados por uma aproximação cuja hipótese é a distribuição linear de tensões normais. Tal método é permitido apenas para paredes cuja esbelteza seja menor que 90 e consta na seção 2.6.

2.9.1 Os modelos coluna larga, pórtico análogo e Yagui

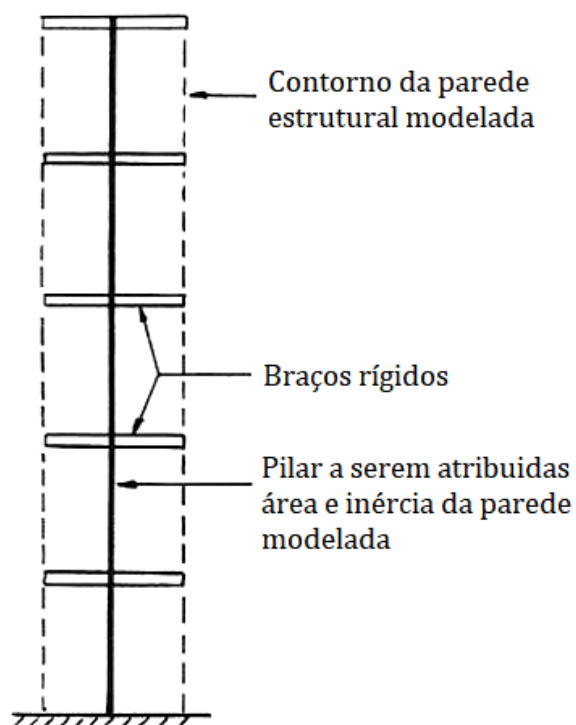
O modelo de coluna larga (WCM, de *wide column model*) é um modelo analítico relativamente simples para os padrões atuais, visto que conta apenas com elementos de linha cujos deslocamentos considerados são apenas de flexão, e pode ser resolvido por qualquer programa que resolva estruturas de barras. Permite simular com certa precisão a interação entre diferentes paredes estruturais num mesmo plano, quando estas são ligadas por vigas (BECK, 1962; STAFFORD SMITH; GIRGIS, 1986).

A princípio o modelo considera as vigas que ligam as paredes como rígidas, na proposta de Beck (1962). Já as colunas possuem rigidez tal que simule a inércia da parede estrutural. O sistema é ilustrado na Figura 2.31.

Em contrapartida da simplicidade do modelo, existem algumas desvantagens: o modelo não representa bem certas situações, por exemplo, núcleos de rigidez fechados ou

parcialmente fechados, paredes ligadas continuamente, e paredes com relação altura e largura maior que cinco (STAFFORD SMITH; GIRGIS, 1986).

Figura 2.31. Analogia de coluna larga.



Fonte: Stafford Smith e Girgis (1986). Tradução nossa.

Para elementos de barra com relação comprimento por altura menor que cinco apresentam deformações de cisalhamento pronunciadas, e por isso o WCM não as representa muito bem, visto que este engloba apenas deformações de flexão.

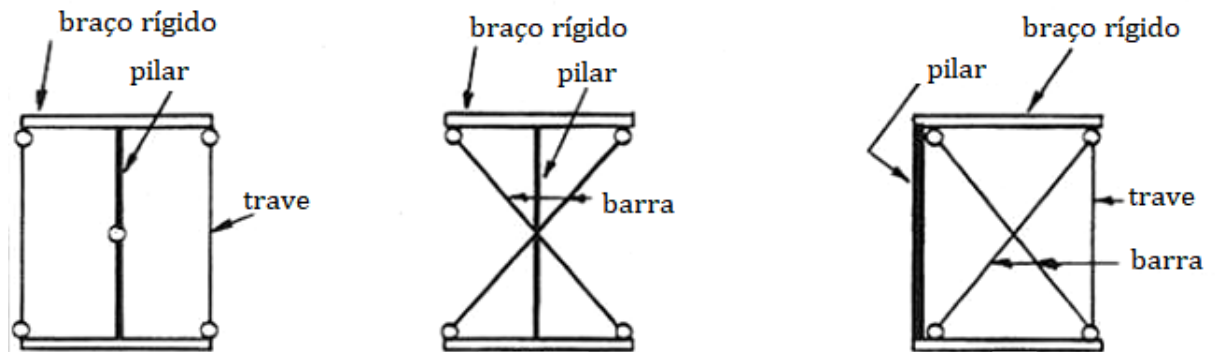
Quando o modelo de pilar-parede como pórtico equivalente é isolado, o erro na análise é maior. Quando tal modelo é associado ao pórtico de uma estrutura como um todo, os resultados melhoram, pois elementos de unidimensionais possuem boas respostas para pórticos (XENIDIS; ATHANATOUPOULOU; AVRAMIDIS, 1993).

Os parâmetros usados para as barras que compunham a estrutura naturalmente fazem toda a diferença. Segundo Xenidis, Athanatoupolou e Avramidis, a condição ótima é quando a rigidez à torção das barras horizontais do modelo de pilar-parede (não os lintéis, mas as barras horizontais que abrangem a geometria da barra apenas) seja um valor constante, e não sejam nem zero, nem infinita. E mesmo assim, os autores alertam que a resposta da estrutura é aceitável, embora deixe a desejar.

Outro modelo de barra para pilares-parede de concreto armado é a analogia de pórtico, cujo modelo é em uma barra que transfere o esforço cortante, e outras duas barras de treliça.

As variações do modelo são apresentadas na Figura 2.32: Stafford Smith e Abate (1981) descreve o modelo de coluna articulada; na sequência, Stafford Smith e Girgis (1984) propõem modelos de coluna larga travada e de pórtico travado. Os modelos funcionam bem, de maneira geral, e os dois últimos conseguem reduzir o número de graus de liberdade, porém são necessários cálculos adicionais para transformar as solicitações internas do modelo para os esforços do dimensionamento (STAFFORD SMITH; GIRGIS, 1986).

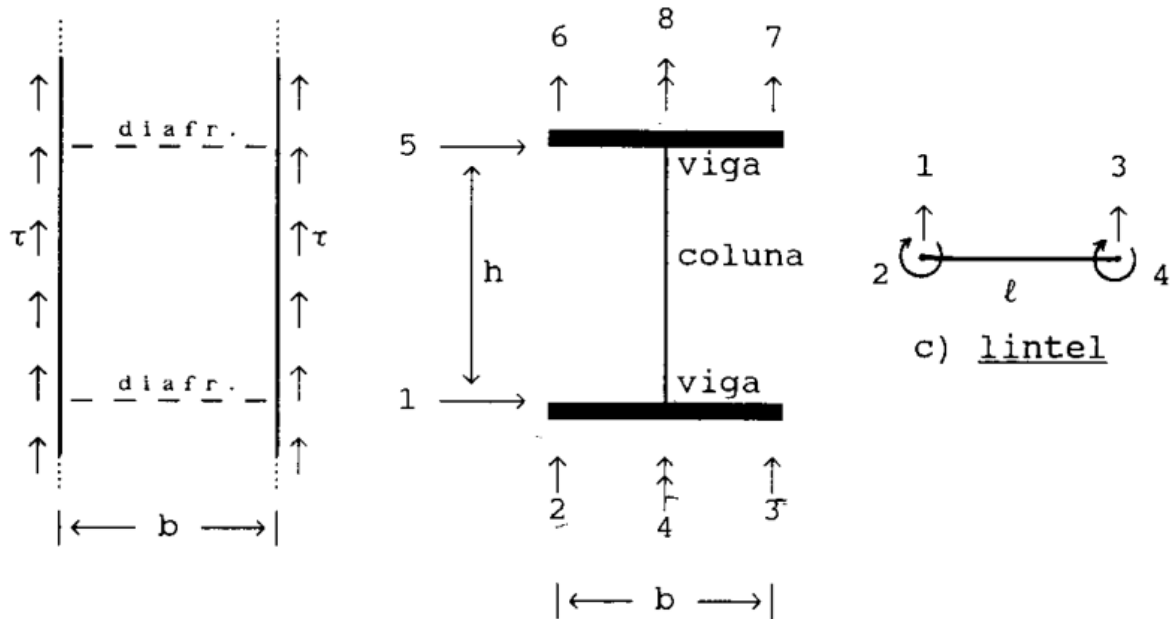
Figura 2.32. Analogia de pórtico: coluna articulada (esquerda); coluna larga travada (centro); pórtico travado (direita)



Fonte: Stafford Smith e Girgis (1986).

Serra (1994) é autor de um trabalho feito no Brasil que faz modelos de pilares-parede. São modelos que partem do chamado Modelo Yagui e incorporam deformações por cortante, sendo assim um avanço substancial em relação aos modelos de barras apresentados. O modelo considerado clássico é o que consta na Figura 2.33. Serra (1994) apresenta um aprimoramento do mesmo, adicionando dois graus de liberdade na barra vertical do pilar-parede. A rigidez axial da viga é considerada infinita, devido ao efeito diafragma rígido.

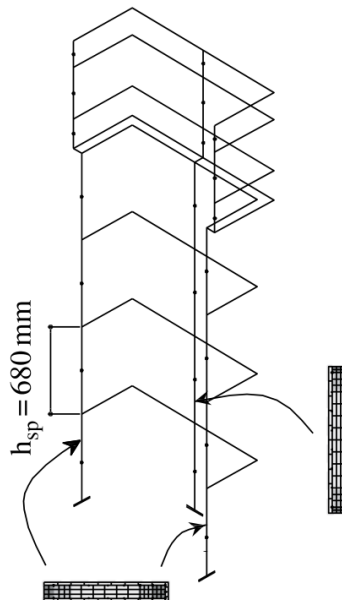
Figura 2.33. Modelo e graus de liberdade do elemento parede no modelo Yagui.



Fonte: Serra (1994).

Uma aplicação do método de coluna larga de interesse é feita por Beyer, Dazio e Priestley (2008b). Os autores sugerem que dividir cada face de um elemento de barra vertical é mais representativo no caso de núcleos estruturais, e usando barras horizontais a cada distância h_{sp} , como mostra a Figura 2.34.

Figura 2.34. Representação do WCM proposto para um núcleo em U.



Fonte: Beyer, Dazio e Priestley (2008b).

O esforço cisalhante entre as paredes provocam o chamado momento parasita, que nesta abstração é transmitida pelas barras horizontais. O problema é que no WCM tais forças são transmitidas de maneira discreta em apenas um ponto, ao invés de ser continuamente

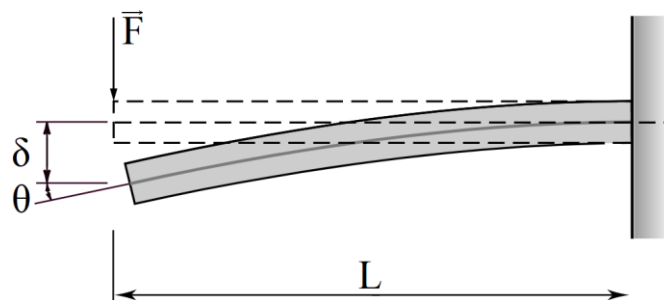
aplicada. Isso resulta em deslocamentos horizontais no topo, em sentido oposto da flexão aplicada. Tais deformações não tem significado físico, mas são oriundas do modelo analítico. Quanto menor o espaçamento h_{sp} entre as barras horizontais, menor tal deslocamento imprevisto, e um valor proposto para h_{sp} é de um quinto da altura total entre lajes é sugerido (BEYER, DAZIO E PRIESTLEY, 2008b).

Note que o elemento de barra usado na última referência trata-se do elemento finito de barra, que pode ter formulação de esforços ou deslocamentos.

Assim, verifica-se que os elementos de viga com formulação clássica ainda tem aplicabilidade para modelos de pilares-parede. Tradicionalmente, os elementos de viga levam em conta a flexão no cálculo do deslocamento. Ademais, também é possível calcular o deslocamento provocado pelo esforço cortante.

Supondo um elemento de barra fixado numa extremidade e livre na outra, chega-se a abstração exibida na Figura 2.35. Na extremidade livre, supõe-se um esforço concentrado ortogonal ao eixo da viga de módulo F . Tal esforço provoca um deslocamento δ e uma rotação θ na extremidade livre, cujo comprimento é L .

Figura 2.35. Viga engastada isostática.



Supondo flexibilidade ao esforço cortante, além da flexão, a equação (2.10) calcula a flecha na viga.

$$\delta = \frac{F \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{F \cdot L}{G \cdot A_V} \quad (2.10)$$

Sendo:

$E \cdot I$: a rigidez à flexão, dado pelo produto do módulo de elasticidade E pelo momento de inércia I ;

$G \cdot A_V$: a rigidez ao esforço cortante, dado pelo produto do módulo de elasticidade transversal G pela área efetiva de cisalhamento A_V , que para seções retangulares, corresponde a 5/6 da área bruta.

O giro neste caso é dado pela equação (2.11).

$$\theta = \frac{F \cdot L^2}{2 \cdot E \cdot I} \quad (2.11)$$

Supondo a formulação em que se despreza o deslocamento advindo do esforço cortante, a equação da flecha fica apenas com o termo correspondente à flexão, como mostra a equação (2.12).

Supondo apenas flexibilidade a flexão, isto é, rígido ao esforço cortante:

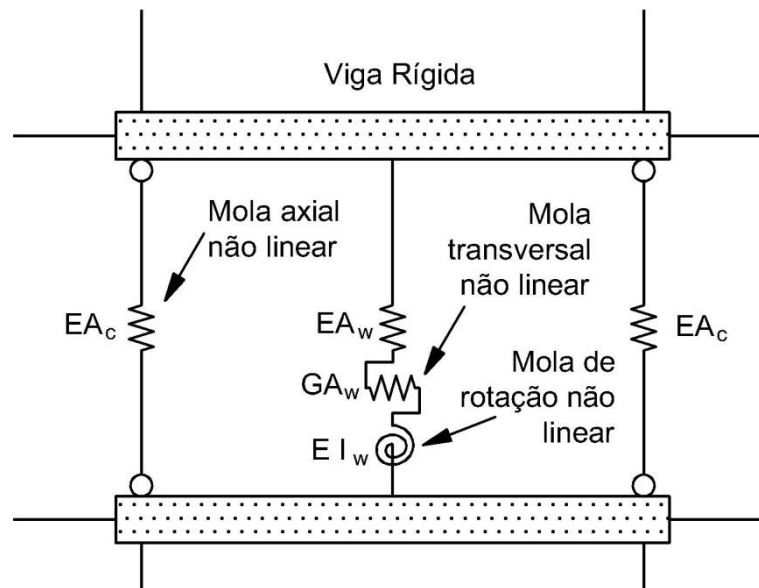
$$\delta = \frac{F \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (2.12)$$

Lembrando que as normas de projeto estrutural em concreto armado permite uso de tal abordagem, desde que com a rigidez ponderada e dentro de certas limitações. Se aborda o tema mais a fundo ao abordar as relações constitutivas, em especial materiais elástico lineares, na seção 2.10.2.

2.9.2 Modelo dos Três Elementos Verticais por Kabeyasawa et al (1983)

O modelo apresentado é de um pilar-parede que compõe um edifício de 7 pavimentos. Tal modelo faz parte da análise da resposta experimental de uma estrutura em escala real. O modelo é ilustrado na Figura 2.36.

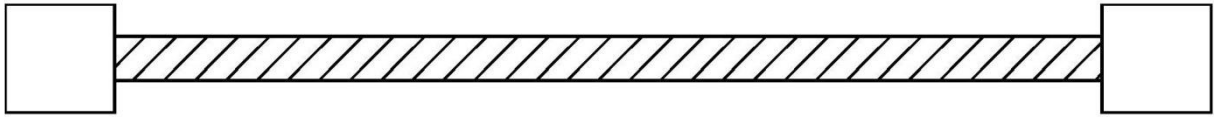
Figura 2.36. Modelo de Kabeyasawa et al (1983) para o pilar-parede.



Fonte: Kabeyasawa et al (1983).

Na abordagem citada, apenas o elemento retangular é tratado como pilar-parede. Os elementos quadrados são nomeados como pilares no contorno. O modelo que consta na Figura 2.36 é o modelo do conjunto: pilar, seguido de pilar-parede, e então outro pilar, todos conectados entre si, como mostra a Figura 2.37.

Figura 2.37. Seção do pilar-parede da modelagem, em planta.



Fonte: Kabeyasawa et al (1983).

As rigidezes das molas apresentadas na Figura 2.36 têm valores relevantes pro presente trabalho. A rigidez axial de todos os pilares do edifício, inclusive os bordos da parede estrutura, é a única rigidez apresentada pelos mesmos, pois são modelados como treliças; usa-se um valor variável conforme o sinal da força aplicada: na tração e compressão usam-se parâmetros diferentes (KABEYASAWA ET AL, 1983).

Kabeyasawa et al (1983) discorre que para a mola de rotação: sua rigidez a região limitada pelas faces internas dos pilares, e para o cálculo de rotação da barra é tido como produto da curvatura pelo comprimento da barra, isto é, assume-se curvatura constante.

Para o valor da mola transversal, são aplicadas as equações (2.13) e (2.14). A área usada para o cálculo da mola é mostrada Figura 2.38, junto ao significado geométrico das variáveis aplicadas.

$$K_s = \frac{G \cdot A_w}{\kappa \cdot h} \quad (2.13)$$

Em que:

A_w : área da seção do pilar-parede;

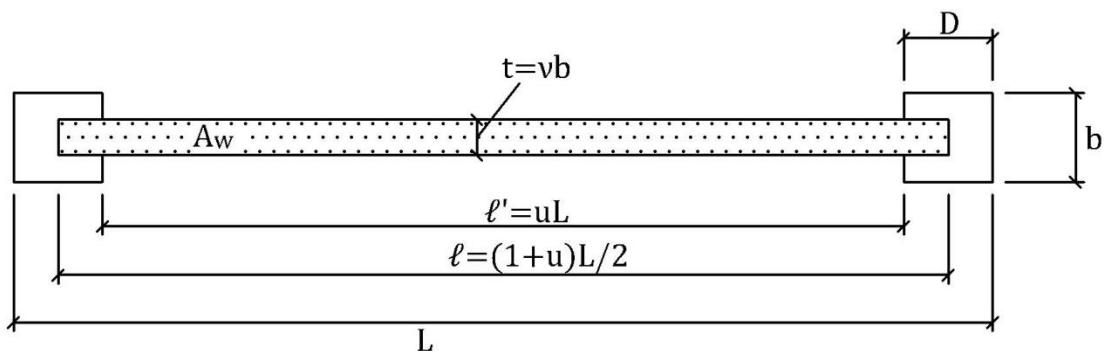
G : módulo de elasticidade transversal (a bibliografia atribui $0,98 \times 10^5$ kgf/cm²);

h : pé direito;

$$\kappa = \frac{3(1+u)[1-u^2(1-\nu)]}{4[1-u^3(1-\nu)]} \quad (2.14)$$

ν, u : propriedades geométricas da seção (ver Figura 2.38);

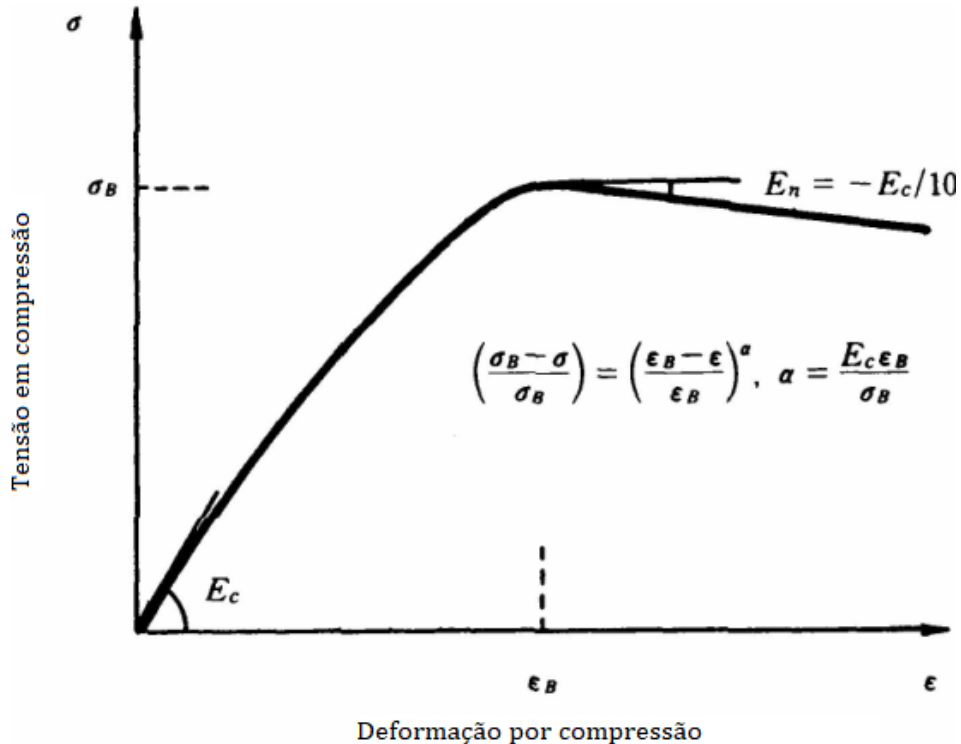
Figura 2.38. Significado das variáveis do modelo.



Fonte: Kabeyasawa et al (1983).

Sobre a relação constitutiva adotada, a relação tensão deformação do concreto é dada pela equação mostrada na figura que a interpreta, a Figura 2.39. a relação tensão-deformação para o aço é bilinear, que é do material perfeitamente elastoplástico.

Figura 2.39. Relação tensão-deformação adotada por Kabeyasawa et al (1983).



Fonte: Kabeyasawa et al (1983).

O modelo quantifica a histerese com modelos separados dos materiais, funcionando apenas em função dos mesmos. Os chamados modelos de histerese propostos levam conta fenômeno ocorrentes nos materiais, como fissuração e escoamento, e propõem certos comportamentos quando na inversão de esforços. Não são aqui apresentados, pois no enfoque presente a inversão de esforços deve ser considerada na relação tensão-deformação.

2.9.3 Modelo de Múltiplos Elementos de Linha Verticais

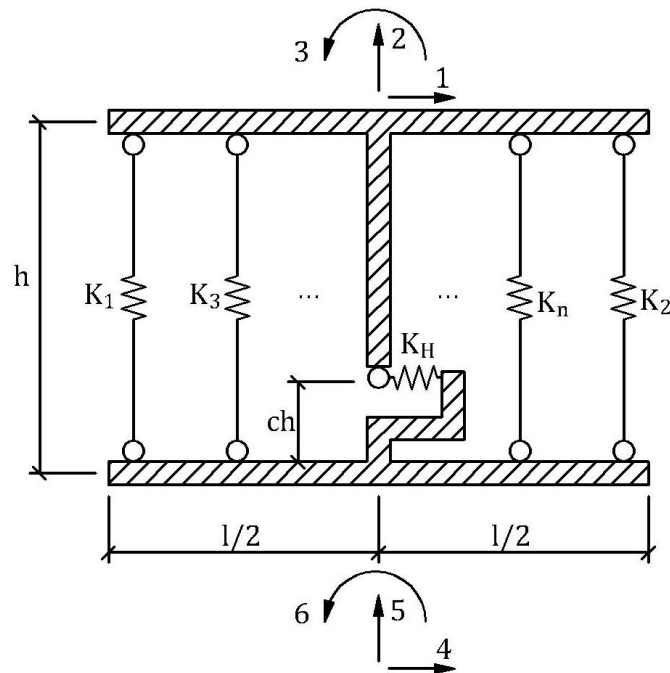
Trata-se de um modelo que consta em vários trabalhos dos autores, como: Vulcano, Bertero e Colotti (1988); Fischinger, Vidic e Fajfar (1992); Vulcano (1992a); Vulcano (1992b); Orakcal, Wallace e Conte (2004). Os autores apresentam em diversos trabalhos um modelo analítico: o pilar parede é analisado por um modelo em duas dimensões, separado em diversos elementos de barra. Parte do mesmo princípio do modelo de Kabeyasawa (1983), com certas alterações.

Este é apresentado na Figura 2.40 a seguir. Entitulado MVLEM (Modelo de Elemento de Múltiplas Linhas Verticais), e anteriormente denominado MCPM (Modelo de Múltiplos

Componentes em Paralelo). Como o nome sugere, o elemento apresenta múltiplos elementos: um elemento vertical central, apenas com rigidez a forças horizontais, e os demais elementos são de treliça – apenas com rigidez axial.

Possui a simplicidade de um modelo macroscópico com refinamentos de modelos microscópicos. Considera a mudança da linha-neutra da seção, e a resistência e rigidez variam conforme é aplicada força axial; os parâmetros dizem respeito à resposta uni-axial do material, que pode ser não linear, cíclica e incluir região com confinamento; e o comportamento frente ao cisalhamento é levado em conta pela mola horizontal, podendo ser não-linear também (FISCHINGER; VIDIC; FAJFAR, 1992; ORAKCAL; WALLACE; CONTE, 2004).

Figura 2.40. Modelo de Vulcano et al (1988) para pilares-parede.



Fonte: Vulcano, Bertero e Colotti (1988).

As múltiplas barras com rigidez apenas axial levam em conta a rigidez axial e à flexão do pilar-parede. As barras externas têm rigidez K_1 e K_2 , e as barras internas (exceto a central) possuem rigidez K_3, \dots, K_n . A rigidez axial destes elementos é composta de um modelo composto de concreto e aço, de maneira a considerar a fissuração no modelo de Vulcano (1992).

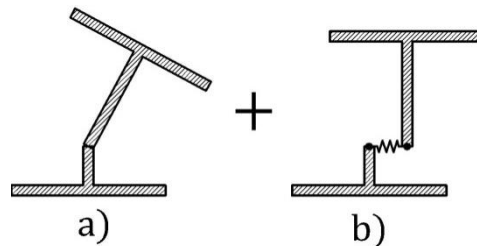
Já Orakcal, Wallace e Conte (2004) estimaram tal rigidez com base no comportamento cíclico do material e sua respectiva área tributária, incluindo o efeito de fissuração na relação constitutiva do concreto.

Além disso, ambos os trabalhos consideram a contribuição da rigidez do concreto mesmo na tração – o *tension stiffening*.

Já a barra central possui uma mola horizontal com rigidez K_H , que deve ser posicionada num ponto específico da barra em questão. Caso o pé-direito é dado por h , a altura da mola horizontal é ch , e a escolha do fator c é oriunda da distribuição da curvatura no comprimento total da barra h .

Desta maneira, a mola horizontal avalia todo o comportamento no cisalhamento, e o deslocamento devido ao esforço cortante no topo independe do valor de c , enquanto as deformações oriundas da flexão dependem do número de barras axiais n adotadas no modelo e do valor de c . (FISCHINGER; VIDIC; FAJFAR, 1992). Tal comportamento é ilustrado na Figura 2.41.

Figura 2.41. Deformações da flexão (a) e do esforço cortante (b) para o MVLEM.

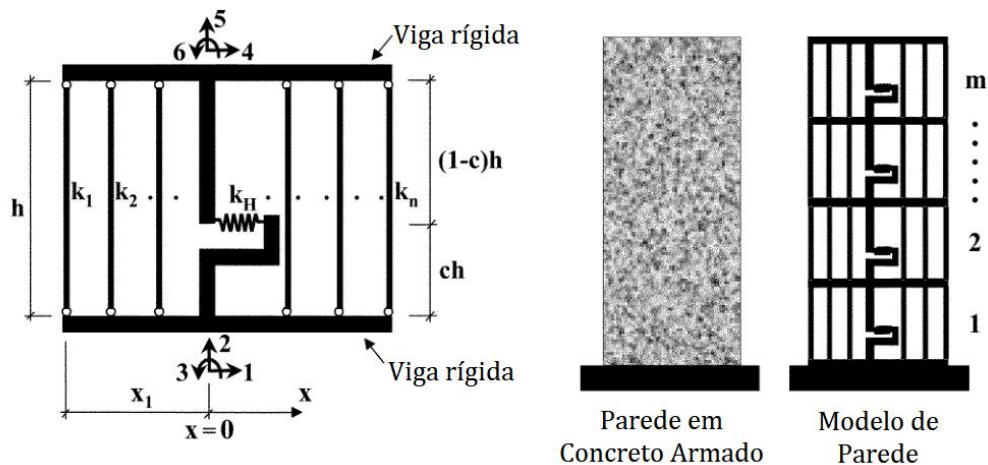


Fonte: Fischinger, Vidic e Fajfar (1992).

Vulcano, Bertero e Colotti (1988) englobam na rigidez de todas as molas modelos de histerese específicos. Já Orakcal, Wallace e Conte (2004) usam uma relação constitutiva tal que a histerese da barra vertical não necessita de modelo específico para histerese, porém a mola horizontal mantém o mesmo modelo de histerese do trabalho anterior. Por isso o comportamento não acopla esforço cortante e momento fletor.

Uma maneira de aumentar a precisão do modelo é refinar a discretização. Assim, se n for o número de elementos verticais e m o número de conjunto de MVLEMs empilhados, a modelagem de uma parede estrutural fica como a Figura 2.42, na sequência (ORAKCAL; WALLACE; CONTE, 2004).

Figura 2.42. Modelo de Múltiplos Elementos de Linha Verticais.



Fonte: Orakcal, Wallace e Conte (1986).

Principalmente na região em que são esperadas grandes deformações e não linearidades, aumentar o número m de elementos melhora o desempenho do modelo: isso ocorre pois quanto maior o número de elementos, menor é a variação de momento e curvatura ao longo deste. Paralelamente, aumentar o número de barras verticais n pode aprimorar o grau de detalhamento da seção (ORAKCAL; WALLACE; CONTE, 2004).

2.9.4 Modelo de Colotti (1993)

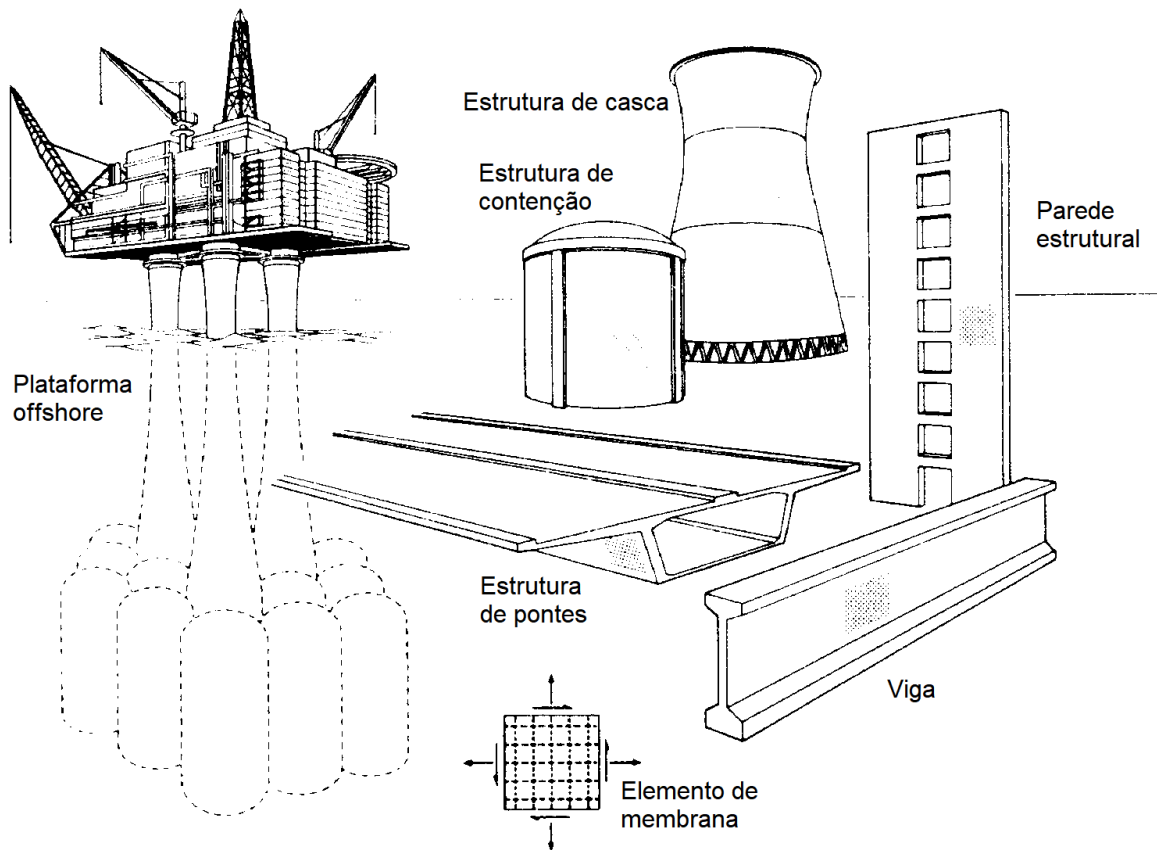
O trabalho de autoria de Colotti (1993) apresenta dois modelos: o modelo de múltiplos elementos lineares verticais MVLEM, baseado nos trabalhos citados; e a análise de elementos planos conhecido como Teoria do campo de compressão modificada. Este último é usado para determinar a rigidez da mola que transmite esforço cortante do MVLEM.

A principal adição em termos de considerações adicionais é a consideração do comportamento frente a tensões axiais e cisalhantes simultâneas.

Isso ocorre pois a teoria do campo de compressão modificada MCFT (do inglês *Modified Compression Field Theory*) propõe um elemento plano (bi-dimensional), com tensões de membrana: que são tensões normais e de cisalhamento no plano. (COLOTTI, 1993).

Inclusive, a MCFT, proposta por Vecchio e Collins (1986) consiste em um avanço substancial na análise estrutural. Algumas estruturas com elementos planos que podem se beneficiar de tal são ilustrados na Figura 2.43, em que é destacado o *shear wall*.

Figura 2.43. Estruturas idealizadas como conjunto de elementos de membrana.



Fonte: Vecchio e Collins (1986).

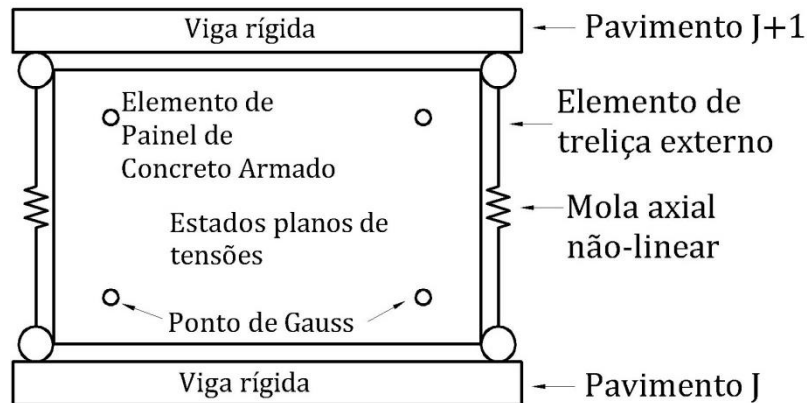
Para aplicação do MCFT, o citado trabalho de Vecchio e Collins (1986) propõe uma sequência lógica de operação, em forma de algoritmo, e relatam baseados em comprovação experimental que o método é adequado para modelagem de estruturas planas sujeitas a esforço cortante, momento fletor e forças axiais, isto é, exatamente a definição de parede estrutural do ACI 318 (2019).

O método possui várias hipóteses pré-estabelecidas, como a relação constitutiva do concreto e armadura, quantificação de abertura de fissuras, transmissão de esforços na seção fissurada, que serão mantidos para garantir a correta aplicação do modelo citado.

2.9.5 Chen e Kabeyasawa (2000)

O modelo proposto faz uso do Método dos Elementos Finitos e aplica conceitos do modelo de Kabeyasawa et al (1983). A parede é composta por três elementos: as bordas são convertidas em elementos de treliça, e a parede central é analisada por um modelo de elemento finito bi-dimensional. O conjunto é apresentado na Figura 2.44. Chen e Kabeyasawa (2000) atribuem ao modelo caráter macroscópico, apesar do método dos elementos finitos ser mais característico de modelos microscópicos.

Figura 2.44. Modelo de macro-elemento para pilar-parede.

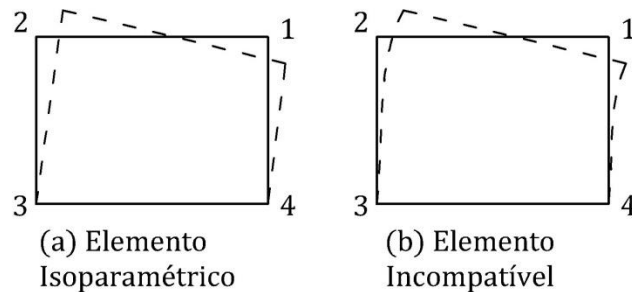


Fonte: Chen e Kabeyasawa (2000).

O elemento finito de painel citado possui 4 pontos de integração, e os esforços nestes são força axial e esforço cortante em qualquer face. Tais esforços são os mesmos previstos para o elemento chamado de membrana no trabalho de Vecchio e Collins (1986).

Segundo Chen e Kabeyasawa (2000), são testadas duas formulações distintas, a do elemento isoparamétrico e incompatível, mostrados na Figura 2.45. O primeiro não tem deformações de flexão, e o segundo tem.

Figura 2.45. Elementos finitos bi-dimensionais.



Fonte: Chen e Kabeyasawa (2000).

No modelo analítico, Chen e Kabeyasawa (2000) apresentam resultados para um modelo analítico que divide a parede em dois elementos em série, dois elementos de painel empilhados.

Quanto aos resultados, os autores explicam que no caso de paredes na flexão, obtém-se melhores resultados com o elemento incompatível, pois este engloba a deformação oriunda da flexão usando deslocamentos internos. O elemento isoparamétrico superestimava a deformação transversal.

Já para paredes em que o esforço cortante é o mais relevante, os resultados para elementos isoparamétricos ou elementos incompatíveis são bastante semelhantes.

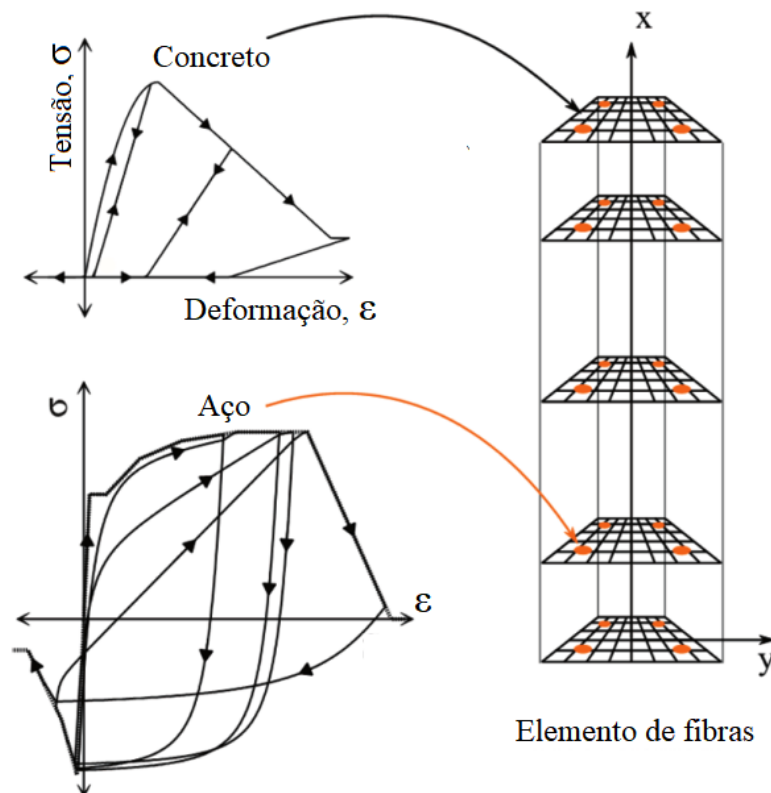
Os resultados analíticos deste modelo são comparados a resultados experimentais de paredes em T, com ótima correlação.

2.9.6 Elemento finito de barra

O elemento de barra é tido como um elemento em que uma das dimensões é muito maior do que as outras duas. Na abordagem por elementos finitos em sua formulação básica apresenta resultado semelhante ao da análise matricial. O MEF permite a implementação de efeitos adicionais imprevistos na mecânica clássica. Também é muito versátil, sendo componente de outros modelos aqui citados, como o de coluna larga, que se baseia no uso destes.

Um tratamento de bastante relevância é o de elemento finito de barra com seção discretizada em fibras, ilustrado na Figura 2.46. Os modelos consideram pontos de integração distribuídos ao longo do comprimento da barra e em cada ponto seção transversal é discretizada em fibras e calculados as características de cada fibra. O equilíbrio de esforços em cada seção determina certo perfil de deformações, que é levado em conta nos pontos de integração da barra. Assim, a plasticidade da fibra é atribuída e distribuída na barra a partir de cada seção transversal considerada. Logo, há consideração direta da não linearidade física.

Figura 2.46. Elemento finito de barra com seção discretizada em fibras.



Fonte: Kolozvari et al., 2018.

Este tratamento possui grande eficiência computacional e são fáceis de se aplicar, pois são baseados em relações constitutivas em uma dimensão (PUGH; LOWES; LEHMAN, 2015).

Existe a formulação baseada em deslocamento ou força. A primeira considera a curvatura linear e a deformação axial média constante, enquanto a última considera o momento fletor linear e força axial constante distribuídos na barra. A formulação em força possui menor nível de aproximação, portanto é fisicamente melhor representante do elemento real além de requerer menor discretização para mesma acurácia. Porém possui rotinas de convergência mais elaboradas, portanto é um enfoque que muitos softwares comerciais não abordam (NEUENHOFER; FILIPPOU, 1998; BEYER; DAZIO; PRIESTLEY, 2008).

Pontos fortes destes modelos são: ser baseado em relações constitutivas unidimensionais; considerar a interação entre força axial e momento fletor; consegue analisar comportamento cíclico, se este for incluído na relação constitutiva. Como desvantagem na aplicação deste, observa-se: formulação considera hipótese de que seções planas permanecem planas, que impõe erros em paredes longas ou com mesa comprida; o modelo não contabiliza as deformações decorrentes do esforço cortante e sua interação com as solicitações normais; também há dependência de se usar malha adequada no modelo (PUGH; LOWES; LEHMAN, 2015).

Uma das principais lacunas dos modelos de barra em geral é considerar que as deformações advindas do esforço cortante são consideradas nulas, hipótese inadequada ao comportamento de paredes. Sua aplicação em núcleos de rigidez fechados ou parcialmente fechados pode levar a comportamentos equivocados: diante de torção, esta abordagem supõe o mecanismo resistente é composto por flexão em cada face, enquanto o cisalhamento no perímetro da seção seria o principal mecanismo então. Ainda outro problema é que em núcleos as deformações e tensões nas bordas das paredes interconectadas estão espalhadas, pois as paredes são continuamente conectadas, porém no modelo de barra os esforços são transmitidos nos nós, acarretando em uma concentração de esforços local incoerente (STAFFORD-SMITH; GIRGIS, 1986).

2.9.7 Elemento finito contínuo

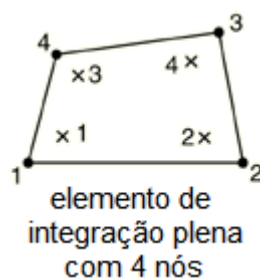
Aqui são abordados os elementos de casca e sólidos, respectivamente, bi- e tridimensionais.

Por definição, elementos bidimensionais são aqueles em que uma das dimensões é muito menor que as outras duas dimensões e a menor dimensão geralmente é chamada de

espessura. Tradicionalmente classificado pelo esforço considerado: nos elementos chamados por casca admite-se qualquer tipo de esforço; o de placa transmite esforços normais ao seu plano, e elementos de membrana (ou chapas, segundo a ABNT NBR 6118/2014), cujas ações ocorrem no plano da estrutura.

O elemento utilizado considera 3 graus de liberdade em cada nó e possui 4 pontos de integração e é apresentado na Figura 2.47, com a nomenclatura S4.

Figura 2.47. Elemento de casca, seus nós e pontos de integração.



Fonte: DASSAULT, 2016.

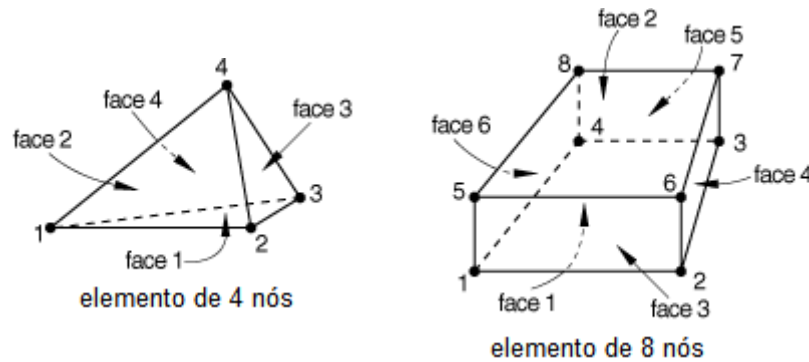
A armadura é considerada uma fatia fina que é posicionada em certo ponto determinado da espessura, como se fosse uma fina camada ortotrópica. Assim, as barras da armadura com certa área A_s e certo espaço entre si s são convertidas em uma camada de espessura A_s/s .

Os elementos de casca (traduzido do inglês *shell*) são adequados para paredes pois o cálculo das deformações transversais e a interação entre esforço cortante e da flexão é inerente a formulação, e não dependem de hipóteses simplificadoras como a de seções planas permanecerem planas.

Porém, para usar elementos de casca necessitam relações constitutivas mais elaboradas que a de materiais uniaxiais, parâmetros adequados a tais modelos, e maior demanda computacional.

Outro elemento contínuo é o sólido. Nestes, todas as dimensões são consideradas igualmente relevantes. Aqui são usados tetraédricos e hexaédricos, ilustrados na Figura 2.48, cuja nomenclatura é, respectivamente, C3D4 e C3D8. O primeiro número representa o número de graus de liberdade por nó e o segundo o número de pontos de integração.

Figura 2.48. Elemento finito sólido tetraédrico com 4 nós e cúbico com 8 nós.



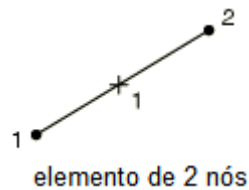
Fonte: DASSAULT, 2016.

Novamente, trata-se de uma abstração bastante robusta, considerando vários efeitos de maneira completa, como interação entre tensões normais e tangenciais a cada componente espacial.

A simulação requer processamento dispendioso comparado às outras aqui citadas, além de uma relação constitutiva multiaxial.

A consideração da armadura é proposta como elementos de treliça com propriedade física de aço imersos no sólido que contém as propriedades do concreto. A armadura é bem representada por elementos de treliça visto que é muito esbelta, e portanto possui pouca rigidez frente à flexão e esforços tangenciais. O elemento de treliça é unidimensional, ou linear, ilustrado na Figura 2.49 e identificado como T3D2, visto que possui dois nós e três graus de liberdade por nó.

Figura 2.49. Elemento finito de treliça.



Um defeito desta atribuição é ignorar o chamado efeito pino, que transmite parcela significativa de esforços tangenciais e é mais relevante em paredes curtas, por serem mais vulneráveis ao esforço cortante.

2.10 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS

As relações constitutivas determinam matematicamente o comportamento dos materiais. Aqui avaliam-se trabalhos consolidados e normas relevantes para o cenário abordado. Comportamentos cíclicos também são abordados, se forem utilizados pela relação constitutiva em questão, que pode ou não considerá-lo.

A hipótese adotada em todas as situações é que o concreto e a armadura possuem aderência perfeita, portanto são totalmente solidários em relação às deformações desenvolvidas.

As relações uniaxiais tratam da relação entre tensão e deformação supondo esforços apenas em uma direção, isto é, desconsiderando o comportamento multiaxial na avaliação dos materiais.

Para simulação numérica com comportamento cíclico, deve-se considerar uma relação constitutiva tal que leve em conta a inversão nos esforços com deformações residuais. Ou ainda, modelos de histerese independentes, como no modelo analítico de Kabeyasawa et al (1983).

2.10.1 Coeficiente de Poisson

Segundo o CEB-FIP (2010) adota-se para o coeficiente de Poisson entre 0,14 e 0,26 se as tensões estiverem no intervalo $-0,6 \cdot f_{ck} < \sigma_c < 0,8 \cdot f_{ctk}$, e recomenda 0,2 para aplicações em Estado-limite Último.

De maneira semelhante, a norma brasileira de Estruturas de Concreto recomenda coeficiente de Poisson de 0,2 enquanto as tensões estiverem em intervalo $-0,5 \cdot f_c < \sigma_c < f_{ct}$.

2.10.2 Análise elástica linear com rigidez tangente ou secante

O modelo com elementos de barra com comportamento linear-elástico é bastante simples, por isso é uma ferramenta poderosa para uma avaliação estrutural preliminar a baixíssima demanda de tempo de modelagem e recursos computacionais.

A ABNT NBR 6118/2014 permite realizar uma análise dos esforços globais de segunda ordem, levando em conta a não linearidade física em estruturas reticuladas de maneira aproximada. Para tal, considera a rigidez dos pilares $0,8E_cI_c$, com o valor de E_c como segue (2.17), com os valores obtidos em (2.15) e (2.16).

$$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.15)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.16)$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2.17)$$

A norma estado unidense ACI 318/2019 propõe que na análise estrutural para ações fatoradas a rigidez das paredes seja considerada $0,7E_cI_g$ ou $0,35E_cI_g$, no caso de a parede

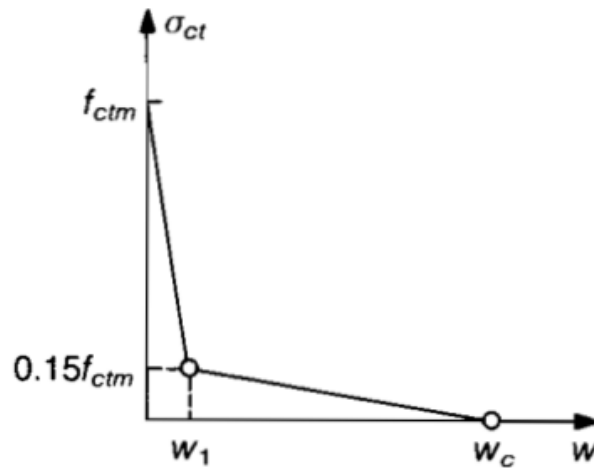
formar fissuras ou não, respectivamente, na análise em questão. Neste caso, E_c assume valor dado por esta norma, ou na equação (2.18).

$$E_c = 4734 \sqrt{f_c'} \quad (2.18)$$

2.10.3 Relação constitutiva do CEB-FIP Model Code 1990

O *Commission Euro-Internationale du Béton e International Federation for Prestressed Concrete* CEB-FIP Model Code 1990 é um trabalho que sintetiza pesquisas e contém diretrizes voltadas para a aplicação prática delas. Quanto a relação constitutiva uniaxial para o concreto tracionado fissurado, o CEB-FIP (1990) propõe modelo bi-linear baseado na abertura de fissuras, como mostra a Figura 2.50.

Figura 2.50. Relação uniaxial entre tensão de tração e abertura de fissuras.



Fonte: CEB-FIP 1990.

Os pontos da Figura 2.50 podem ser calculados pelas equações (2.19) e (2.20):

$$w_1 = 2 \cdot \frac{G_F}{f_{ctm}} - 0,15w_c \quad (2.19)$$

$$w_c = \alpha_F \cdot \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (2.20)$$

$$G_F = G_{F0} \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (2.21)$$

Em que: G_{F0} é adotado em Nmm/mm^2 em função da dimensão máxima do agregado d_{\max} , sendo: 0,025 se a d_{\max} for de 8mm; 0,030 se a d_{\max} for de 16mm ou 0,058 se a d_{\max} for de 32mm.

α_F também é função da máxima dimensão do agregado d_{\max} , adotando: 8 se $d_{\max}=8\text{mm}$; 7 se $d_{\max}=16\text{mm}$; 5 se $d_{\max}=32\text{mm}$.

f_{cm0} é fixado em 10MPa.

f_{ctm} é a resistência média à tração, que por sua vez é função da resistência característica à compressão f_{ck} , segundo a expressão:

$$f_{ctm} = f_{ctko,m} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.22)$$

Adotando: $f_{ctko,m} = 1,4\text{MPa}$; $f_{ck0}=10\text{MPa}$.

2.10.4 Relação do fib Model Code 2010

O *fédération internationale du béton* fib foi fundado pela fusão das organizações CEB e FIP. O fib Model Code 2010, assim como seu precursor CEB-FIP Model Code 1990, contém recomendações técnicas gerais e é voltado às normas de estruturas de concreto.

Tal referência propõe a equação (2.23) para relacionar tensão de compressão σ_c e deformação ε_c .

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \quad (2.23)$$

Atribui-se:

f_{cm} : resistência média a compressão do concreto em MPa.

$k = E_{ci} / E_{c1}$;

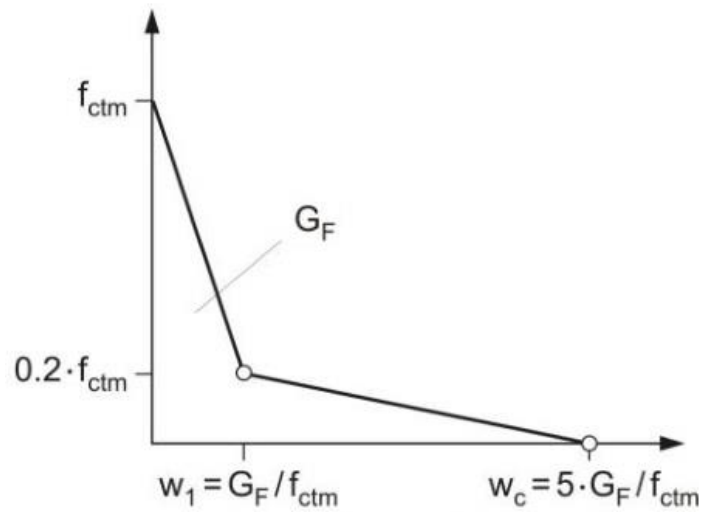
$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$;

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.24)$$

Os valores de ε_{c1} e E_{c1} são definidos como, respectivamente, deformação na tensão máxima e módulo secante da origem até pico de tensão. Tais valores são tabelados (FIP MODEL CODE, 2010).

Para o comportamento na tração, a referência permite relacionar tensão ou energia alguns autores que utilizam a abordagem proposta até então, também utilizam o critério do fib Model Code 2010 (Krahl, 2018). Segundo este:

Figura 2.51. Relação tensão e abertura de fissura.



Fonte: fib (2010).

Em que:

G_F é a energia de fratura, em N/mm, que é a área do gráfico.

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18}$$

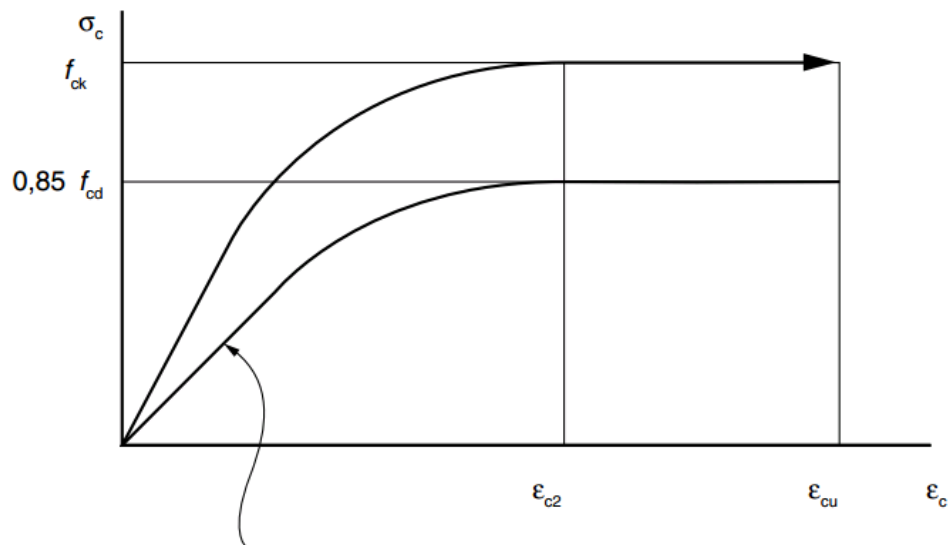
$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} & \text{se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot (f_{ck} + \Delta f)) & \text{se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

2.10.5 Relação uniaxial da norma brasileira ABNT NBR 6118/2014

Outra relação constitutiva de interesse é a da ABNT 6118:2014, que é representada pela Figura 2.52. Concretos com resistência característica a compressão f_{ck} até 50MPa possui valores de deformação ε_{c2} e ε_{cu} fixados como 2,0‰ e 3,5‰, respectivamente. A relação tensão-deformação é conhecida como parábola-retângulo.

Já concretos com f_{ck} maior que 50MPa têm tais deformações limites calculadas, e a forma do gráfico muda. Conforme aumenta o valor de f_{ck} , a parte constante do gráfico fica mais estreita, até o limite de 90MPa, em que tal trecho é inexistente.

Figura 2.52. Relação tensão-deformação do concreto proposta pela norma brasileira.



$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
 Para $f_{ck} > 50$ MPa:
 $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

O cálculo das deformações limite ϵ_{c2} e ϵ_{cu} é segues as equações (2.25) e (2.26):

$$\epsilon_{c2} = \begin{cases} 2 \text{ ‰} & \text{se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa;} \\ 2 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} & \text{se } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa;} \end{cases} \quad (2.25)$$

$$\epsilon_{cu} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa;} \\ 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{se } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa;} \end{cases} \quad (2.26)$$

Reforçando que o f_{ck} deve estar entre 20 e 90MPa para que tais relações sejam validas.

2.10.6 Relação de Carreira e Chu (1985)

A relação de Carreira e Chu (1985) é bastante simples e versátil. É utilizada em diversos trabalhos com modelos que aplicam o Concrete damaged plasticity CDP, detalhado na 2.10.10, que é um modelo multiaxial incluso no escopo deste trabalho.

A relação entre tensão e deformação condensadas é dada pelas equações (2.27).

$$y = \frac{\beta \cdot x}{\beta - 1 + x^\beta}$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f'_c}{\epsilon'_c \cdot E}} \quad (2.27)$$

$$\beta = \left(\frac{f'_c}{32,4} \right)^3 + 1,55$$

$$\varepsilon_c = (0.71 \cdot f'_c + 168) \cdot 10^{-5}$$

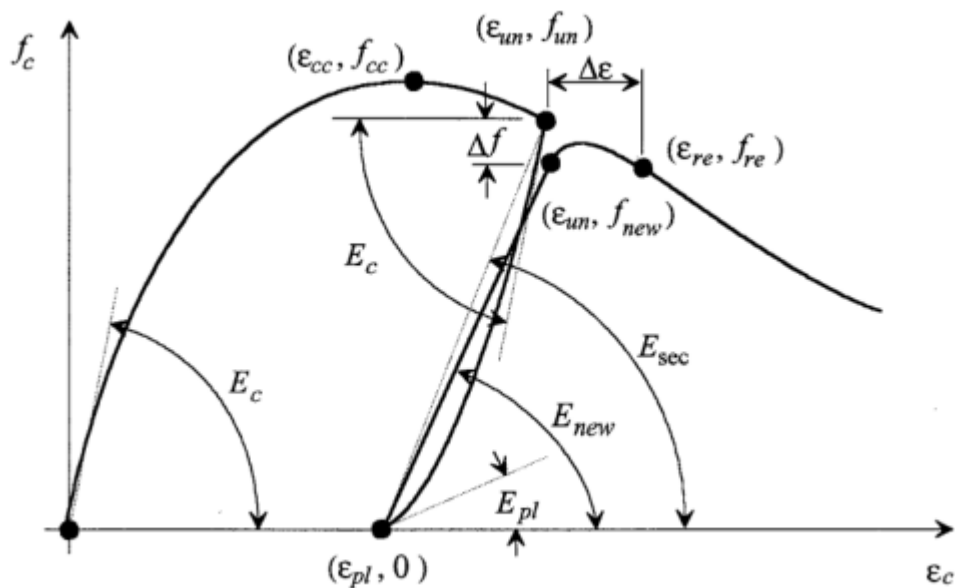
O valor do módulo de elasticidade pode ser obtido ao fixar os valores de f'_c , ε'_c e β . Em geral, assume-se comportamento linear elástico até que a tensão atinja 0,4 de f'_c (MIRZA; UY, 2010; ALI; KIM; CHO, 2013).

O modelo de Carreira e Chu (1985) não sugere comportamento na tração.

2.10.7 Relação de Chang e Mander (1994)

Devido a grande aceitação científica, aborda-se relação constitutiva de Chang e Mander (1994), que é bastante completa, incluindo funções em compressão e tração, confinamento ou não, e possibilidade de comportamento cíclico. O comportamento com descarregamento é apresentado na Figura 2.53.

Figura 2.53. Variáveis principais no comportamento do concreto comprimido.



Fonte: Chang e Mander (1994).

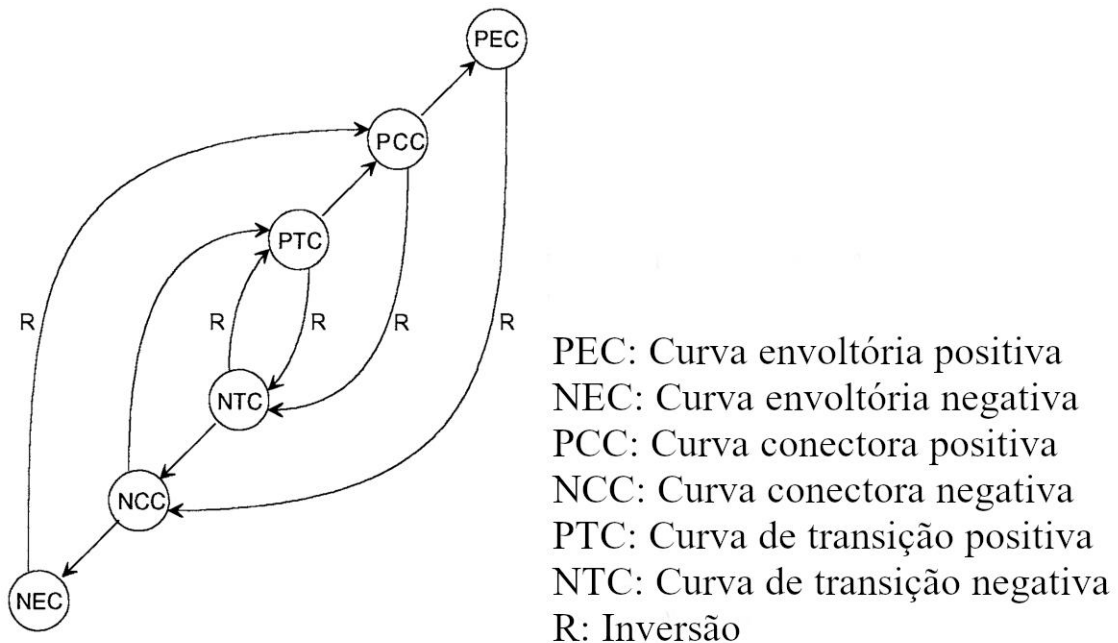
O critério necessita relativamente poucos parâmetros e é uma extensão dos modelos de Popovics (1973), Carreira e Chu (1985), Tsai (1988) e Mander, Park e Priestley (1988). Além disso, pode representar concretos de alta resistência e confinamento com barras de aço de alta resistência (CHANG; MANDER, 1994). A Tabela 2.9 apresenta resumidamente a notação e coeficientes propostos por alguns deles.

Tabela 2.9. Modelos constitutivos uniaxiais consolidados para o concreto semelhantes ao modelo de Chang e Mander (1994)

Referência	Equação	Parâmetros
Popovics	$y = \frac{n \cdot x}{n - 1 + x^n}$	$n = 0,4 \cdot 10^{-3} \cdot f_0 + 1,0$
Tsai	$y = \frac{m \cdot x}{1 + \left(m - \frac{n}{n-1}\right) \cdot x + x^n}$	$m = 1 + \frac{17,9}{f'_c}$ $n = \frac{f'_c}{6,68} - 1,85$
Mander Priestley e Park	$y = \frac{r \cdot x}{r - 1 + x^r}$	
Collins e Mitchell	$y = \frac{n \cdot x}{n - 1 + x^{kn}}$	$n = 0,8 + \frac{f'_c}{17}$ $k = \begin{cases} 1 & \text{se } x < 1 \\ 0,67 + \frac{f'_c}{6,2} & \text{se } x > 1 \end{cases}$

O critério é baseado em regras, seguindo a Figura 2.54.

Figura 2.54. Relação entre curvas no modelo baseado em regra.



Fonte: Chang e Mander (1994).

A curva envoltória de compressão é dada pela equação (2.28).

$$y(x) = \frac{n \cdot x}{1 + \left(n - \frac{r}{r-1}\right) \cdot x + \frac{x^r}{r-1}} \quad (2.28)$$

$$z(x) = \frac{1 - x^r}{[D(x)]^2} \quad (2.29)$$

Em que

$$D(x) = \begin{cases} \frac{1 - x^r}{[D(x)]^2} & r \neq 1 \\ 1 + (n - 1 + \ln x) \cdot x & r = 1 \end{cases} \quad (2.30)$$

Por definição

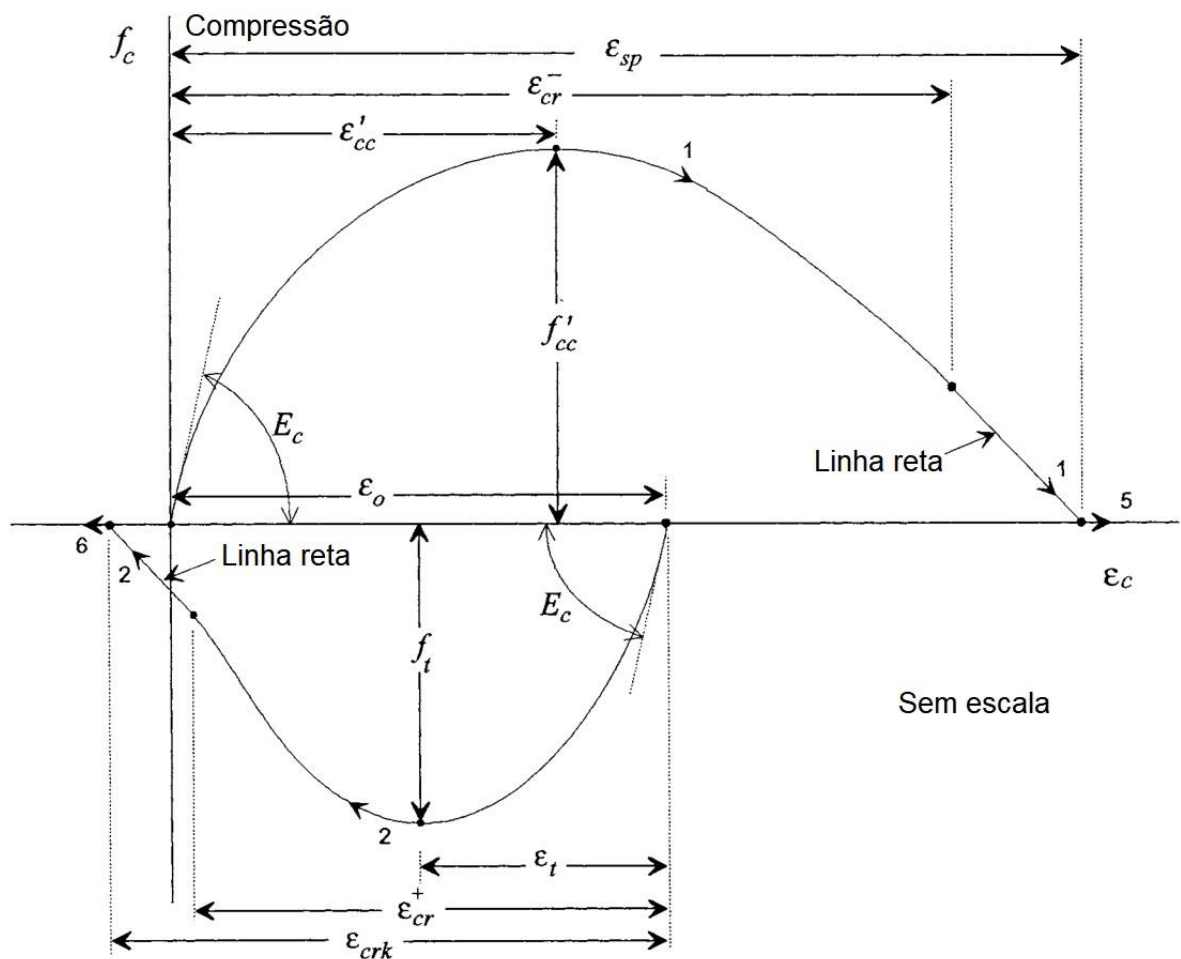
$$x^- = \left| \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right| \quad (2.31)$$

$$n^- = \left| \frac{E_c \cdot \epsilon_c}{f'_c} \right| \quad (2.32)$$

Note que esta última condição é pre-requisito para que $\partial\sigma_c/\partial\epsilon_c (\epsilon=0) = E_c$.

Chang e Mander (1994) detalham as equações que regem cada regra específica, sendo aqui reescritas apenas as equações da envoltória de compressão. Baseadas nestes parâmetros, a relação entre tensão e deformação segue a Figura 2.55.

Figura 2.55. Curvas envoltórias em compressão e tração.



Fonte: Chang e Mander (1994).

Há 3 regiões para a equação, isto é, a curva inicial, depois a linha reta e finalmente a região de tensão nula. Os pontos que as dividem possuem deformações adimensionais x_{cr} e x_{sp} . O formato da curva e sua tangente é dada pela equação (2.33).

$$\left. \begin{aligned} f_c^- &= f'_{cc} \cdot y(x^-) \\ E_t^- &= E_c \cdot z(x^-) \end{aligned} \right\} \text{ se } x^- < x_{cr}^-$$

$$\left. \begin{aligned} f_c^- &= f'_{cc} \cdot y(x^-) \\ E_t^- &= E_c \cdot z(x^-) \end{aligned} \right\} \text{ se } x_{cr}^- < x^- < x_{cr}^- \quad (2.33)$$

$$f_c^- = E_t^- = 0 \} x_{sp}^- < x^-$$

O adimensional x que define o lascamento (spalling) do concreto é dado por:

$$x_{sp}^- = x_{cr}^- - \frac{y(x_{cr}^-)}{n^- z(x_{cr}^-)} \quad (2.34)$$

Já para o adimensional x_{cr} que define o limite entre a curva inicial e o segundo trecho, que é em linha reta, é adotado como 2 (MANDER; PRIESTLEY; PARK, 1988)

As constantes são definidas de maneiras distintas para o concreto confinado e não confinado.

Na compressão de concreto não confinado, Al Sulayfani e Lamirault (1987) propõem que a deformação no pico de resistência ε_c seja dada pela equação (2.35).

$$\varepsilon_c = 0,85 f_c^{0.246} \% \quad (2.35)$$

A equação (2.28) não inclui diretamente o valor do módulo de elasticidade inicial. Matematicamente, ao fixar-se os valores de f_c e ε_c , a variável n dita o comportamento da função. Fixando-se assim o módulo de elasticidade inicial, n deve ser calculado como propõe (2.36).

$$n = \frac{f_c \cdot \varepsilon_c}{E_c} \quad (2.36)$$

O valor para o módulo de elasticidade da abordagem é dado pela equação (2.37) (CHANG; MANDER, 1994).

$$E_c = 8200 \cdot f_c'^{3/8} \quad (2.37)$$

A variável fator de forma r é calculada na equação (2.38).

$$\begin{aligned} r &= \frac{f_c'}{750} - 1,9 ; \text{ para tensão em psi} \\ r &= \frac{f_c'}{5,2} - 1,9 ; \text{ para tensão em MPa} \end{aligned} \quad (2.38)$$

Para o concreto confinado, a presente relação constitutiva uniaxial propõe outra curva, que se baseia na curva do concreto não confinado, assim como propõem Mander, Priestley e Park (1988). O modelo é bastante satisfatório, uma vez que considera o ganho de resistência e ductilidade do concreto cercado por armaduras longitudinais e transversais, além de basear-se

em uma curva relativamente simples. As equações (2.39) descrevem a resistência do concreto confinado.

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + A\bar{x} \left(0,1 + \frac{0,9}{1 + B\bar{x}} \right)$$

$$\bar{x} = \frac{f'_{1l} + f'_{2l}}{2f'_c}$$

$$r = \frac{f'_{1l}}{f'_{2l}} \quad f'_{2l} \geq f'_{1l} \quad (2.39)$$

$$A = 6,8886 - (0,6069 + 17,275r) \cdot e^{-4,989r}$$

$$B = \frac{4,5}{\frac{5}{A} \cdot (0,9849 - 0,6306 e^{-3,8939r}) - 0,1} - 5$$

Em que, para estribos de geometria retangular, que correspondem a aplicação mais extensa em paredes estruturais, utiliza-se as equações (2.40), cujo significado das variáveis é ilustrado na Figura 2.56.

$$A_i = \sum \frac{(w_i)^2}{6}$$

$$A_e = (b_c \cdot d_c - A_i) \left(1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 d_c} \right)$$

$$f_{lx} = k_e \cdot \rho_x \cdot f_{yh}$$

$$f_{ly} = k_e \cdot \rho_y \cdot f_{yh} \quad (2.40)$$

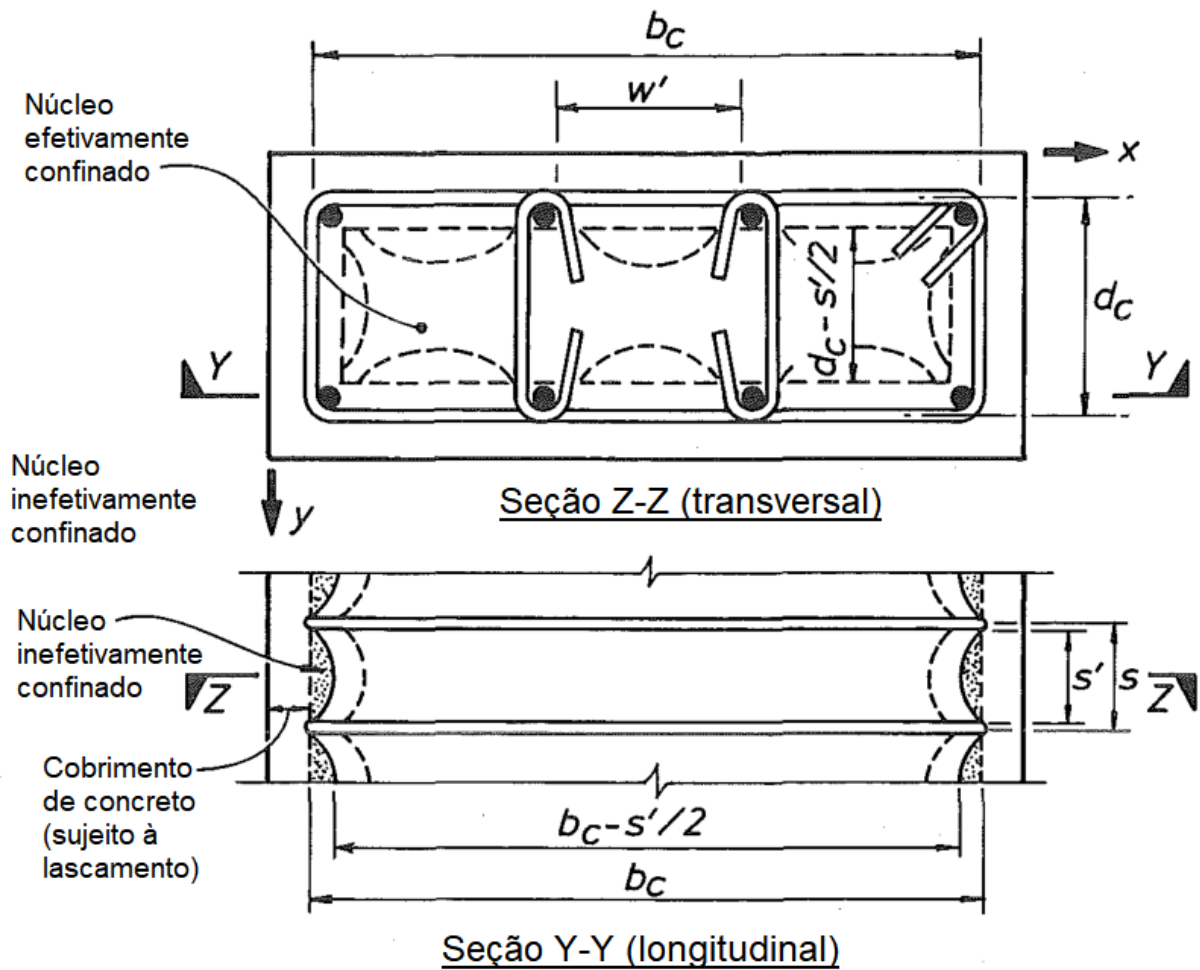
$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s \cdot d_c}$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

Além disso, no caso do concreto confinado os autores propõem outra equação para o r , que é dado na equação (2.41).

$$r = \frac{n}{n - 1} \quad (2.41)$$

Figura 2.56. Confinamento do concreto por estribos retangulares: variáveis.



Fonte: Mander, Priestley e Park (1988).

Na tração, Belarbi e Hsu (1994) fixam que a deformação correspondente à tensão de tração de pico ϵ_t equivale a 0,00008, que é adotado aqui também.

Belarbi e Hsu sugere a equação (2.42) para a resistência do concreto à tração, valor este que é citado em outras fontes, como a norma americana ACI 318/2019, e Kolozvari, Orakcal e Wallace (2015).

$$\begin{aligned} f_t &= 3.75\sqrt{f'_c} \quad (\text{psi}) \\ f_t &= 0.313\sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \end{aligned} \quad (2.42)$$

Para considerar o enrijecimento na tração promovido pelo concreto, supõe-se que o x_{cr} seja um número elevado, como 10000, e para r , 1,2 (KOLOZVARI; ORAKCAL; WALLACE, 2015).

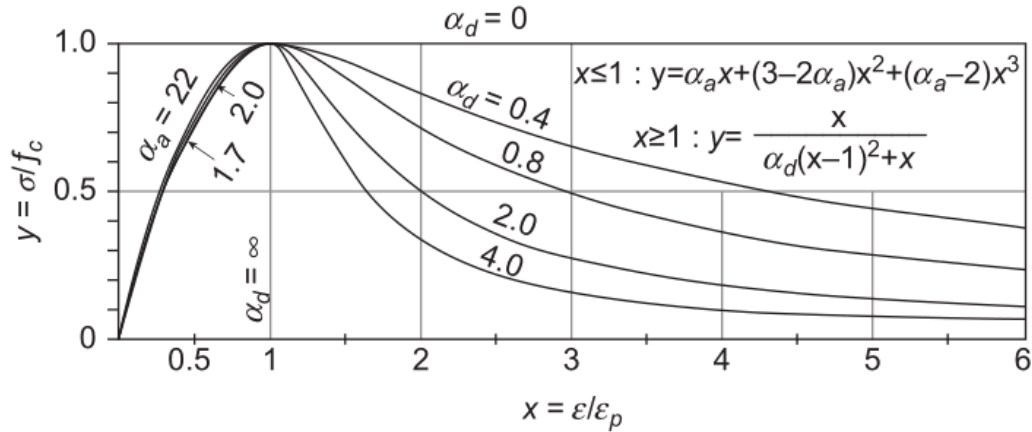
2.10.8 Relação de Guo (2014)

Guo (2014) cita diversas equações renomadas para relações constitutivas uniaxiais, e recomenda as expressões da norma chinesa de estruturas de concreto. Algo que se deve ter em

mente na utilização destas expressões é que são referentes à resistência prismática do concreto f_c , que é distinta das resistências cúbica f_{cu} e cilíndrica f'_c .

O comportamento à compressão é ilustrado na Figura 2.57.

Figura 2.57. Relação uniaxial tensão-deformação na compressão.



Fonte: Guo, 2014

Para relacionar tensões e deformações na compressão, o autor cita a equação (2.43).

$$\begin{aligned} x \leq 1 \therefore y &= \alpha_a \cdot x + (3 - 2 \cdot \alpha_a) \cdot x^2 + (\alpha_a - 2) \cdot x^3 \\ x \geq 1 \therefore y &= \frac{x}{\alpha_d \cdot (x - 1)^2 + x} \end{aligned} \quad (2.43)$$

Em que: α_a é o parâmetro para o trecho ascendente, que pode ser tomado como a relação entre os módulos de elasticidade inicial e secante ao pico, como explícito na equação (2.44). Ou ainda, o autor também apresenta tal valor tabelado (GUO, 2014).

$$\alpha_a = \frac{E_i}{E_{sec}} \quad (2.44)$$

Considerando:

E_i : O módulo de elasticidade inicial;

E_{sec} : O módulo de elasticidade secante ao ponto de pico.

Quanto ao parâmetro do trecho descendente α_d são fornecidos valores em forma de tabela, para classes de concreto C20, C30 e C40. Fazendo regressão linear para uma parábola de segundo grau, chega-se a equação (2.45). Segundo a referência, α_d pode ser qualquer valor não negativo.

$$\alpha_d = 0,004 \cdot f_c^2 - 0,16 \cdot f_c + 2 \quad (2.45)$$

Para a deformação ϵ_c corresponde ao ponto de pico de tensões e é função apenas da resistência do concreto. Para concretos na faixa de 20 a 50 MPa, tal deformação é fixada como 2×10^{-3} em diversos códigos normativos. A ABNT NBR 6118:2014 o faz, inclusive. Guo

(2014) adota a expressão (2.46) para tal variável, que é válida enquanto a resistência do prisma de concreto estiver entre 20 e 100 MPa:

$$\varepsilon_c = (700 + 172\sqrt{f_c}) \cdot 10^{-6} \quad (2.46)$$

O autor fornece ainda outras equações para cálculo da deformação ε_c em relação à resistência cúbica do concreto f_{cu} . Para conversão da resistência do prisma para resistência Guo (2014) sugere a expressão (2.47):

$$f_c = 0,84 \cdot f_{cu} - 1,62 \quad (2.47)$$

Tal abordagem adota para o módulo de elasticidade (GUO, 2014):

$$E = \frac{10^5}{2,2 + \frac{33}{f_{cu}}} = \frac{10^5 \cdot (f_c + 1,62)}{2,2 \cdot f_c + 31,284} = \frac{10^5}{2,2 + \frac{33}{1,01 \cdot f_c' + 9,94}}$$

Determinado o comportamento comprimido, resta ainda o comportamento frente à tração. De maneira semelhante à compressão, adota-se a mesma expressão da norma chinesa, que consiste em dois trechos divididos no ponto de $x=1$. A relação tensão deformação na tração é dada pela equação (2.48).

$$\begin{aligned} x \leq 1 \therefore y &= 1,2 \cdot x - 0,2 \cdot x^6 \\ x \geq 1 \therefore y &= \frac{x}{\alpha_d \cdot (x - 1)^{1,7} + x} \end{aligned} \quad (2.48)$$

Em que:

$$f_t = 0,26 \cdot f_{cu}^{2/3}$$

$$\varepsilon_{t,p} = 65 \cdot 10^{-6} \cdot f_t^{0,54}$$

$$\alpha_t = 0,312 \cdot f_t^2$$

O ensaio de resistência à compressão do concreto, além das amostras cúbicas e prismáticas, pode ser feito com amostras cilíndricas. Para converter o valor de resistência à compressão referente à amostra cúbica e cilíndrica usa-se a equação (2.49), proposta por Mansur e Islam (2002).

$$(f_{cu})_{150} = 1,01 \cdot (f_c')_{\phi 150 \times 300} + 9,94 \quad (2.49)$$

Sendo:

$(f_{cu})_{150}$: resistência à compressão média em amostras cúbicas com lado de 150mm.

$(f_c')_{\phi 150 \times 300}$: resistência à compressão média em amostras cilíndricas com diâmetro de 150mm e altura de 300mm.

2.10.9 Relação de Cornelissen, Hordijk e Reinhardt (1986)

Trata-se de uma relação de amolecimento do concreto na tração que relaciona tensão e abertura de fissuras. É descrito pelos trabalhos de Cornelissen, Hordijk e Reinhardt (1986) e Hordijk (1992).

A partir de observações experimentais, se relaciona tensão σ a abertura de fissura w pela equação exponencial (2.50).

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left\{ 1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \cdot \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (2.50)$$

Segundo o autor, as constantes calibradas c_1 equivale a 3, c_2 a 6,93 e w_c a 160 μ m.

Assim como a relação do *fib* Model Code 2010, não se usa deformação, que é adimensional, mas abertura de fissura, com unidades de comprimento.

2.10.10 Modelo *concrete damaged plasticity* (CDP)

Lubliner et al (1989) propõem um modelo constitutivo para o concreto que parte da teoria da plasticidade com boa adequação em relação a resultados experimentais. Tal advém do modelo de Drucker-Prager que fornece continuidade e suavidade matemática, facilitando aplicações numéricas, porém não representa bem o comportamento do concreto (KMIECIK; KAMIŃSKI, 2011).

Lee e Fenves (1998) estendem a formulação de Lubliner et al (1989) incorporando o comportamento cíclico por meio de variáveis de dano.

Função de escoamento do CDP é dada pela equação a seguir.

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\varepsilon_c^{-pl}) \langle \bar{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{max} \rangle) - \sigma_c(\varepsilon_c^{-pl}) = 0$$

Cujos termos são definidos como:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} \right) - 1}{2 \left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} \right) - 1}; 0 \leq \alpha \leq 0,5 \quad (2.51)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\varepsilon_c^{-pl})}{\bar{\sigma}_t(\varepsilon_t^{-pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$

$$\gamma = \frac{3 \cdot (1 - K_c)}{2 \cdot K_c - 1} \quad (2.52)$$

$\langle x \rangle$ são colchetes de Macauley, cujo resultado é 0, se $x < 0$ ou x , se $x \geq 0$.

\bar{p} : é a tensão de pressão hidrostática;

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \cdot \text{traço}(\bar{\sigma})$$

A tensão efetiva equivalente de Von Mises \bar{q} :

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}(\bar{S}:\bar{S})}$$

Em que \bar{S} é o tensor desviatório.

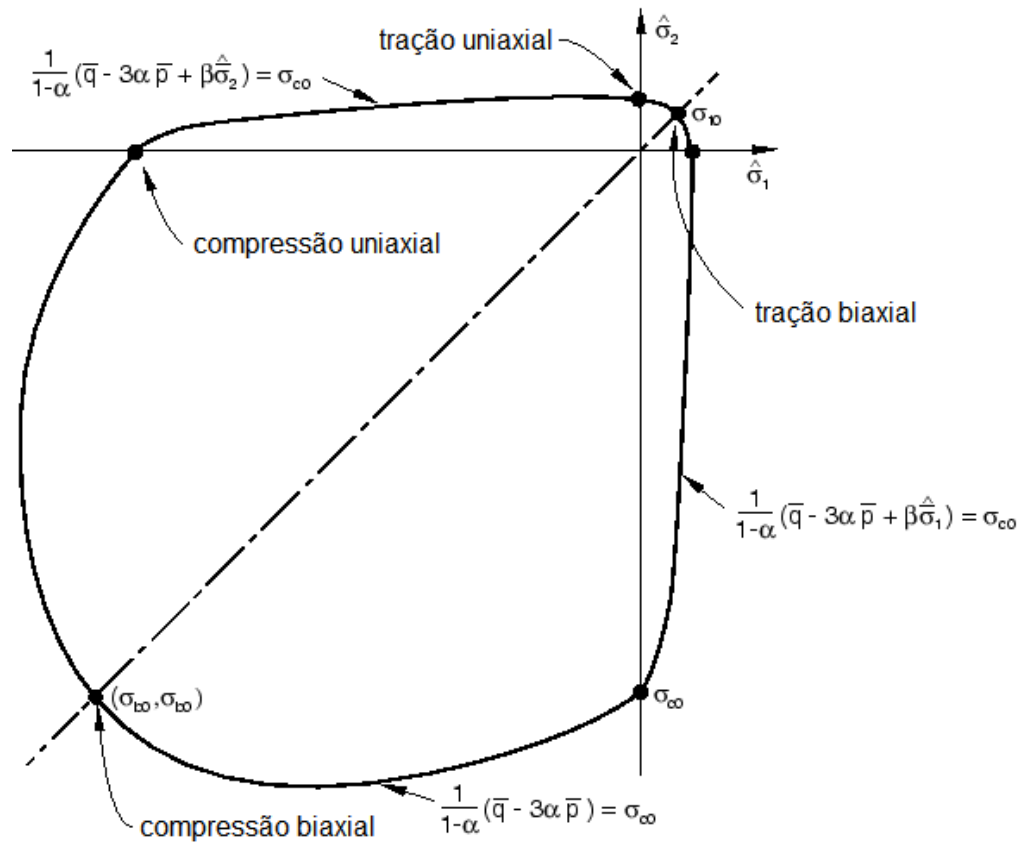
$$\bar{S} = \bar{\sigma} + \bar{p}I$$

O modelo assume uma lei de fluxo plástico que é a função hiperbólica do critério de Drucker-Prager, e o potencial de fluxo é expresso na equação (2.53).

$$G = \sqrt{(\epsilon \cdot \sigma_{t0} \cdot \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan \psi \quad (2.53)$$

O comportamento obtido é exemplificado na Figura 2.58.

Figura 2.58. Superfície de falha em tensão plana.



Fonte: DASSAULT, 2016.

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl})$$

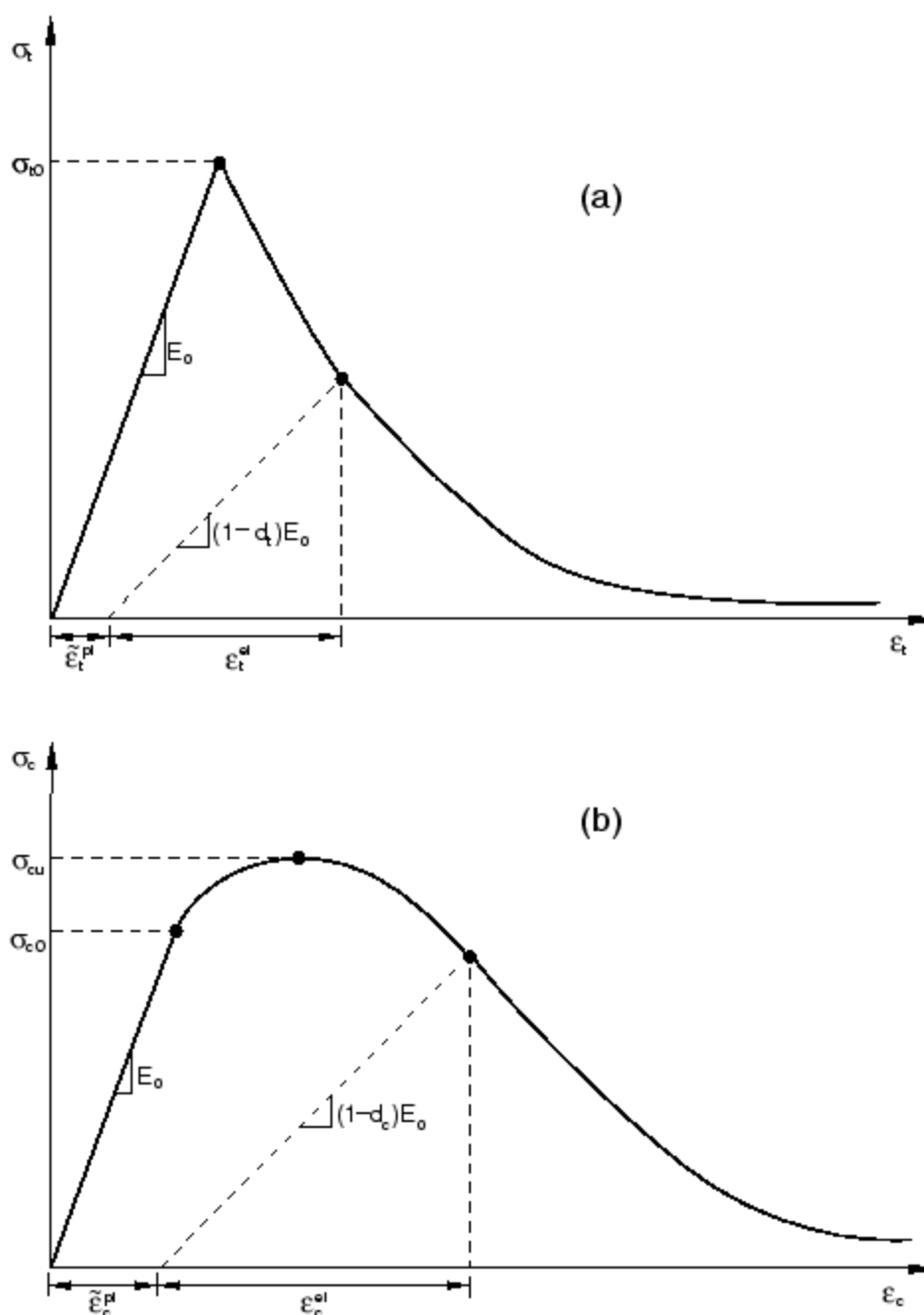
Em que:

$\bar{\sigma}$: tensor de tensões;

D_0^{el} : matriz de rigidez inicial;

$(\epsilon - \epsilon^{pl})$: tensor de deformações;

Figura 2.59. Modelagem aplicada ao CDP do concreto na tração (a) e compressão (b) uniaxial.



Fonte: DASSAULT, 2016.

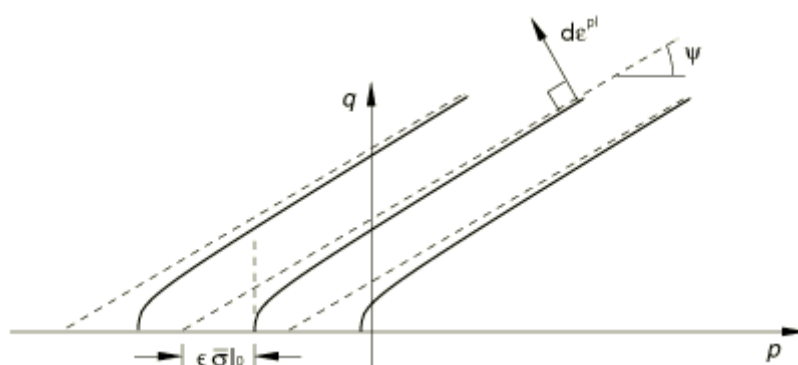
Os parâmetros que determinam a relação constitutiva no programa Dassault Abaqus (2016) são o ângulo de dilatação ψ , excentricidade ϵ , relação entre resistência equibiaxial e uniaxial (f_b/f_c), a relação entre os segundos invariantes dos meridianos de tensão e compressão K_c e a viscosidade plástica μ . Os dois primeiros constam na equação do potencial de fluxo (2.53), enquanto o (f_b/f_c) e K_c influem na função de escoamento ao modificarem seus adimensionais nas equações (2.51) e (2.52), respectivamente. A viscosidade não é aplicada diretamente nas equações do CDP, mas é usada em conjunto devido a dificuldade de

convergência no amolecimento. Admite-se que as tensões possam exceder a superfície de escoamento por certa tolerância, que é determinada pela viscosidade.

Como os parâmetros citados estabelecem o comportamento do concreto nas simulações, sua definição é de grande relevância. Além disso, os valores indicados pela literatura acadêmica pertinente também são essenciais, e por isso são apresentados e comparados na sequência das definições.

O ângulo de dilatação ψ é o medido no plano p-q em alta pressão de confinamento, como ilustra a Figura 2.60 (DASSAULT, 2016).

Figura 2.60. Ilustração dos conceitos de ângulo de dilatação e excentricidade.



Fonte: DASSAULT, 2016.

Na bibliografia, há recomendações bastante diversas para o de ângulo de dilatação, por exemplo, 30° paredes estruturais mistas (ALI, 2013); Birtel e Mark (2006) sugerem 30° para vigas vulneráveis ao esforço cortante; Earij et al. 2017 analisam vigas em concreto armado, com análise paramétrica desde 10 até 50°, obtendo resultados bons com 30° e excelentes resultados com 40 e 50°.

A excentricidade ϵ é um número pequeno positivo que define a que taxa o potencial de fluxo hiperbólico se aproxima de assíntota, como expressa a Figura 2.60. O valor padrão é de 0,1 (DASSAULT, 2016). Outros trabalhos relatam uso do mesmo valor (BIRTEL; MARK, 2006; KRAHL, 2018; VOJDAN; AGHAYARI, 2017).

Ao supor excentricidade nula, o comportamento do CDP se assemelha ao critério de Drucker-Prager. Além do valor padrão, também pode ser visto como a relação entre as resistências à tração e compressão (KMIECIK; KAMIŃSKI, 2011).

A relação entre resistências equibiaxial (f_{b0}/f_{c0}) é a relação da tensão de escoamento em compressão biaxial em relação à uniaxial. O valor padrão é 1,16, que é proposto inicialmente por Kupfer, Hilsdorf e Husch (1969) e atribuído por diversos trabalhos (DASSAULT, 2016; DAWOOD; ELGAWADY; HEWES, 2012; KAUSHIK; DASGUPTA, 2019; SURUMI; JAYA; GREESHMA, 2015).

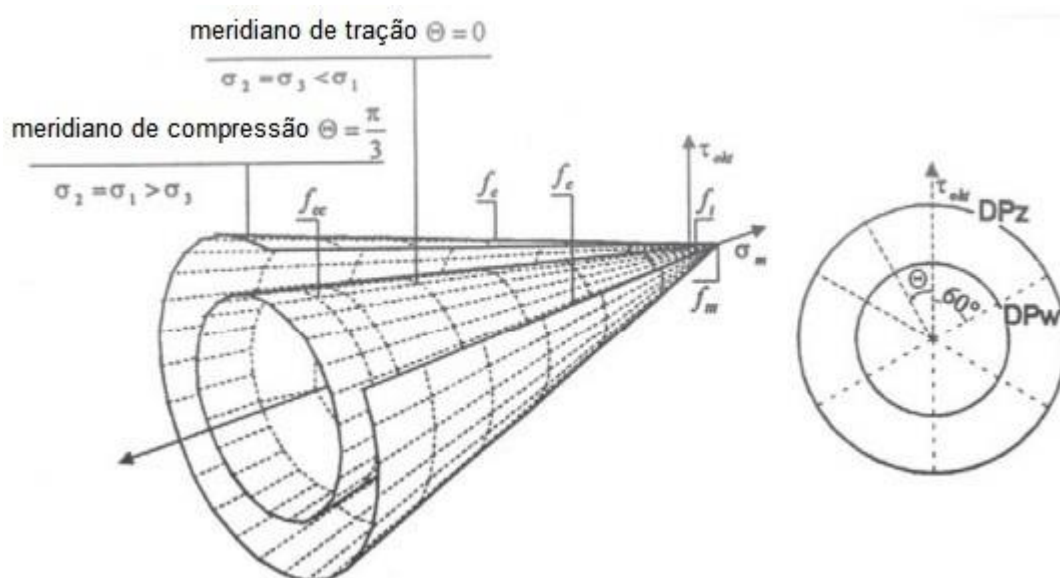
Uma outra opção é proposta por Papanikolaou e Kappos (2007), que se basearam em diversos estudos experimentais e observaram que para concretos de alta resistência a relação entre as resistências (f_{b0}/f_{c0}) diminui. Os autores condensam os resultados na equação (2.54).

$$\frac{f_{bc}}{f_c} = 1,5 \cdot f_c^{-0,075} \quad (2.54)$$

O fator K_c é a relação entre os segundos invariantes do meridiano de tração e do meridiano de compressão, cuja recomendação é de $2/3$ (DASSAULT, 2016; PAVLOVIĆ et al., 2013; SURUMI; JAYA; GREESHMA, 2015).

Uma das modificações do CDP ao critério de Drucker-Prager é que a superfície de falha na seção transversal dos desviatórios não é necessariamente um círculo, mas depende do fator K_c (KMIECIK; KAMIŃSKI, 2011). Para referência, a Figura 2.61 ilustra a envoltória do critério de Drucker-Prager.

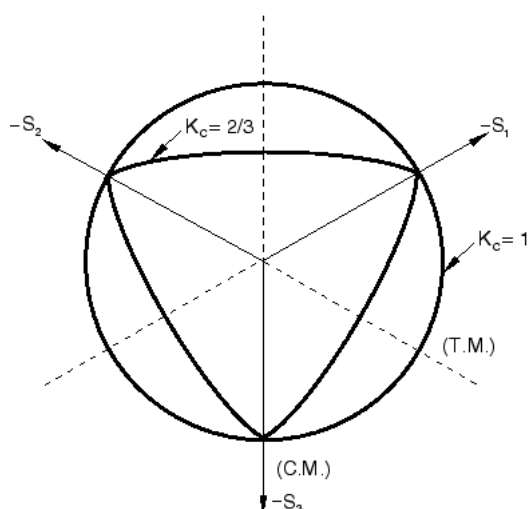
Figura 2.61. Superfície limite Drucker-Prager: a) Vista; b) Seção transversal desviatória.



Fonte: Kmiecik e Kamiński, 2011.

A alteração da superfície de falha em função do fator K_c é apresentado na Figura 2.62, que mostra os valores 1,0, que nada altera em relação ao critério de falha antecessor citado e de 0,667, que é o valor calibrado padrão para o concreto.

Figura 2.62. Superfície de falha em notação de desviatório em função do fator K_c .



Fonte: DASSAULT, 2016.

A viscosidade é usada para regularização das equações constitutivas do concreto, recomendado como 0,0. Para melhorar a convergência de problemas com amolecimento e queda de rigidez é possível permitir regularização viscoplástica. O uso de valores pequenos de viscosidade em relação ao tempo virtual permite melhora na convergência da solução quando em regime de amolecimento sem comprometer os resultados (DASSAULT, 2016). A atribuição de viscosidade não nula permite que o modelo exceda a superfície de potencial plástico (KMIECIK; KAMIŃSKI, 2011).

Tendo em vista o grande número de trabalhos e a diversidade de possibilidades de adoção de parâmetros, estes constam sintetizados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10. Parâmetros fornecidos por trabalhos relevantes com CDP.

Autores	Ψ (°)	ϵ	f_b/f_c	K_c	μ
DASSAULT, 2016 (Manual Abaqus)		0.1	1.16	0.667	
ALI; KIM; CHO, 2013	30				
BIRTEL; MARK, 2006	30	0.1	1.16	0.667	
DAWOOD; ELGAWADY; HEWES, 2012	1	0.1	1.16	0.66	0
DONG et al., 2018	30	0.1	1.16	0.6667	0.0001
DULINSKA; MURZYN, 2016	38				
EARIJ et al., 2017	45				
GENIKOMSOU; POLAK, 2015	40	0.1	1.16	0.667	0.00001
HUSAIN; EISA; HEGAZY, 2019	37	0.1	1.16	0.67	0.001
JHA; ROSHAN; BISHNOI, 2017	55	1.25	1.16	0.667	0.0005
KAUSHIK; DASGUPTA, 2019	55	0.1	1.16	0.667	0.01
KMIECIK; KAMIŃSKI, 2011	36	0.1	1.16	0.667	0
KRAHL, 2018	30	0.1	1.16	0.666	0.0001
LI; HAO; BI, 2017	30	0.1	1.16	0.666	0.0001
LIU et al., 2017	30	0.1	1.16	0.667	0.005
LÓPEZ-ALMANSA; ALFARAH; OLLER, 2014,		0.1	1.16	0.7	0
MERCAN; SCHULTZ; STOLARSKI, 2010	55				
NAJAFGHOLIPOUR et al., 2017	35	0.1	1.16	0.667	
PAVLOVIĆ et al., 2013	36	0.1	1.16		
PELLETIER; LÉGER, 2017	13	90			
RAHNAVARD; HASSANIPOUR; MOUNESI, 2016	30				
REN et al., 2015	38	0	1.75	0.667	0.0005
SÜMER; AKTAŞ, 2015	38	0.1	1.16	0.667	
SURUMI; JAYA; GREESHMA, 2015	38	0.1	1.16	0.67	
VOJDAN; AGHAYARI, 2017	38	0.1	1.16	0.667	
WANG et al., 2019	30	0.1	1.16	0.6667	
WEI; RICHARD; FU, 2019	36	0.1	1.16		

Nota-se que, pela maioria absoluta dos trabalhos, os valores de ϵ , f_b/f_c e K_c são adotados como 0,1, 1,16 e 0,667. Porém, há bastante divergência entre os valores de Ψ .

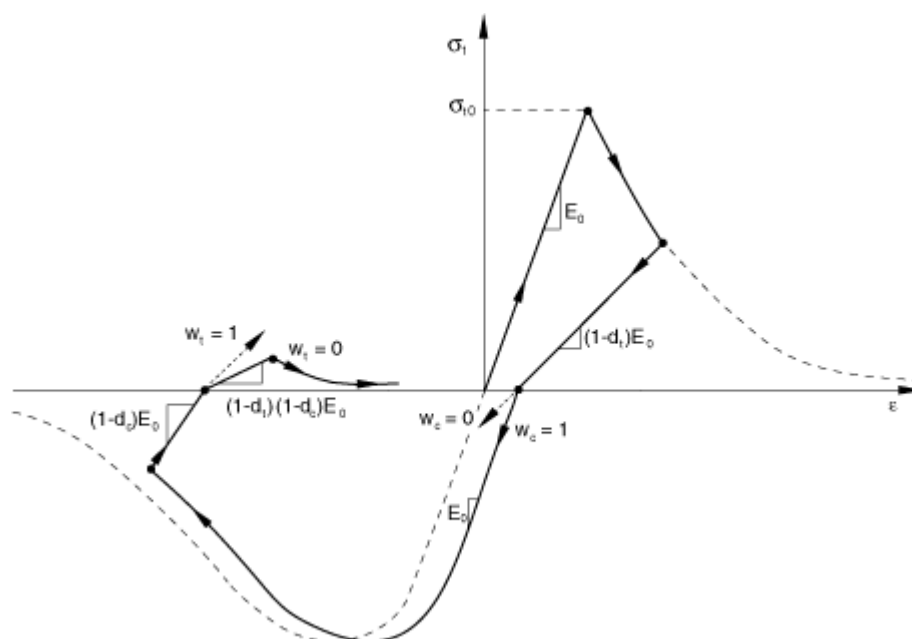
2.10.11 Dano e sua modelagem

O dano d é uma variável determinante do comportamento cíclico na formulação do CDP, pois é utilizado diretamente no cálculo da rigidez no caso de descarregamento, assim como apresenta a Figura 2.59. A relação entre tensão e deformação no descarregamento E é dada pela equação (2.55), e é uma parcela do módulo de elasticidade inicial E_0 .

$$E = (1 - d)E_0 \quad (2.55)$$

Se não for considerado dano ou se este for nulo, o descarregamento é paralelo ao módulo de elasticidade adotado, isto é a rigidez elástica inicial se mantém no descarregamento. Ao aumentar o dano, a rigidez no descarregamento é reduzida assim como demonstrado na Figura 2.63, que ilustra a queda na inclinação da curva tensão por deformação.

Figura 2.63. Comportamento cíclico do concreto modelado por CDP.



Fonte: DASSAULT, 2016.

Recuperação na tração w_t (tension stiffness recovery) fixa a quantia de rigidez que é recuperada ao inverter o comportamento de compressão para tração. De maneira análoga, a recuperação na compressão w_c quantifica a recuperação de rigidez do concreto que passou por tensões de tração e então sujeito a compressão. Tal influência é mostrada na Figura 2.63.

Recomenda-se considerar que o concreto tracionado pós-fissuração possa ser comprimido com fechamento dessas fissuras e recuperação total da rigidez, o que corresponde a recuperação de rigidez w_c de 100%. Já o comportamento inverso, isto é, ao partir do pós-pico na compressão e chegar ao comportamento tracionado considera-se por padrão que não

há recuperação na rigidez, o que corresponde ao valor recomendado de w_t de 0% (DASSAULT, 2018).

Os trabalhos de w_c e w_t de 1,0 e 0,0 é bastante usado em trabalhos científico (ALI; KIM; CHO, 2013).

Na bibliografia, existem recomendações de w_c e w_t de 0,9 e 0,0, respectivamente, para um modelo modificado, semelhante ao CDP (ALFARAH; LÓPEZ-ALMANSA; OLLER, 2017).

Para o dano em compressão d_c e tração d_t , uma das abstrações mais relevantes é a que consta nas equações (2.56) e (2.57) (PAVLOVIĆ et al., 2013; GHASSEMIEH; REZAPOUR; SADEGHI, 2017; MEDEIROS, 2018).

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad (2.56)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad (2.57)$$

Existe outra forma bastante interessante para considerar o dano na compressão d_c e na tração d_t , assim como apresentam as equações (2.58) e (2.59), em que os coeficientes auxiliares b_c e b_t equivalem a 0,7 e 0,1, respectivamente (BIRTEL; MARK, 2006). O trabalho citado descreve que foram validadas experimentalmente, e há diversos trabalhos que usam esta mesma abordagem, sem alterar os coeficientes propostos (XU; LIU; HE, 2014; LI; HAO; BI, 2017; LABIBZADEH; FIROUZI; GHAFOURI, 2018; HUSAIN; EISA; HEGAZY, 2019; ZHANG; SHU; PAN, 2019; ZHOU; QIAN; HUANG, 2019).

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c \cdot E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} \cdot \left(\frac{1}{b_c} - 1\right) + \sigma_c \cdot E_c^{-1}} \quad (2.58)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t \cdot E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} \cdot \left(\frac{1}{b_t} - 1\right) + \sigma_t \cdot E_c^{-1}} \quad (2.59)$$

Ainda outra expressão sugerida para o dano é a de Wang e Chen (2006) apud Chi, Yu e Huang (2017), calculada pelas equações (2.60) e (2.61):

$$d_c = \frac{1}{e^{\frac{1}{m_c}} - 1} \left(e^{\frac{\varepsilon_{c,norm}^{in}}{m_c}} - 1 \right) \quad (2.60)$$

$$d_t = \frac{1}{e^{\frac{1}{m_t}} - 1} \left(e^{\frac{\varepsilon_{t,norm}^{ck}}{m_t}} - 1 \right) \quad (2.61)$$

Em que:

$$\varepsilon_{c,norm}^{in} = \frac{\varepsilon_c^{in}}{\varepsilon_{cu}^{in}}$$

$$\varepsilon_{t,norm}^{ck} = \frac{\varepsilon_t^{ck}}{\varepsilon_{tu}^{ck}}$$

Cujos denominadores representam deformações últimas adotadas na relação tensão-deformação uniaxial adotada.

2.10.12 Para a armadura passiva e ativa

Aqui aplica-se a relação constitutiva de Menegotto e Pinto (1973). O comportamento cíclico é uma característica decisiva para a escolha deste modelo. As expressões principais são apresentadas pelas equações (2.62), (2.63) e (2.64).

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)}{(1+\varepsilon^{*R})^{1/R}} \quad (2.62)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (2.63)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (2.64)$$

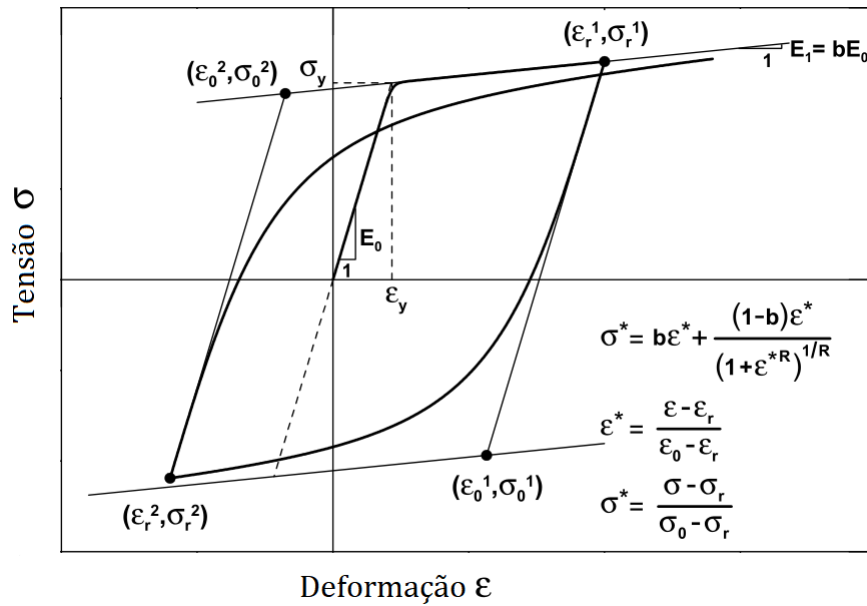
Os asteriscos mostrados são trocados pelos números inteiros que representam o número do ciclo atuante. E o fator R varia a cada inversão, representa o efeito Bauschinger e é dado pela equação (2.65) (MENEGOTTO; PINTO, 1973).

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (2.65)$$

A constante R_0 é relativo ao primeiro ciclo (ou força monotônica), a_1 e a_2 são fatores que representam a queda da curva a cada ciclo de carga, que devem ser calibrados por valores experimentais.

A Figura 2.64 expõe o comportamento resultante.

Figura 2.64. Modelo constitutivo para o aço.



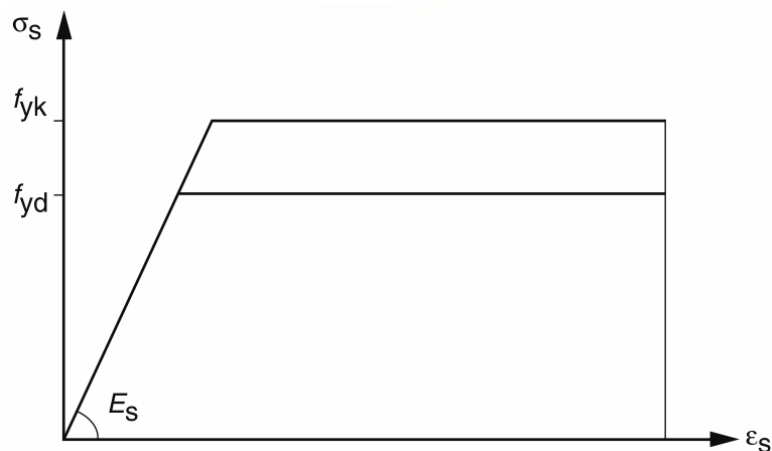
Fonte: Menegotto e Pinto (1973).

Outra relação constitutiva de interesse é da norma brasileira de estruturas de concreto. Lembrando que a norma não aborda ações sísmicas, como está exposto no item 1.4 de tal norma, isto é, no escopo. Portanto, não é proposto um comportamento cíclico específico.

A relação tensão-deformação para o aço é elasto-plástica ideal, em que a tensão da barra σ_s é dada pela equação (2.66), e exposta na Figura 2.65.

$$\sigma_s = \begin{cases} \epsilon_s \cdot E_s & \text{se } \epsilon < \epsilon_{yd}; \\ f_y & \text{se } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}; \end{cases} \quad (2.66)$$

Figura 2.65. Relação tensão-deformação para a armadura passiva.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

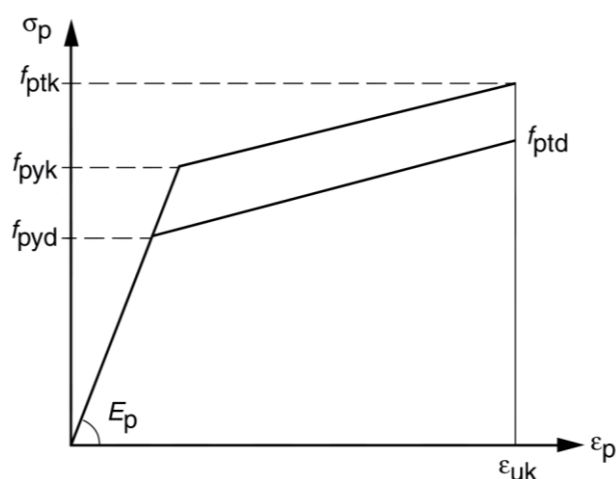
Outra relação tensão-deformação de interesse é o diagrama bilinear. A norma brasileira de estruturas de concreto o adota para armadura ativa, enquanto a norma europeia Eurocode 2 o cita para armadura passiva também. Artigos publicados em periódicos também indicam o tratamento bi-linear, em alguns casos com encruamento cinemático para abordar comportamento cíclico, inclusive (ALI; KIM; CHO, 2013; ARABZADEH; OMRANIAN, 2017).

Para determinar o diagrama bilinear, utiliza-se o ponto da origem, do escoamento ($\varepsilon = \varepsilon_y$, $\sigma = f_y$) e de ruptura ($\varepsilon = \varepsilon_u$, $\sigma = f_t$). Então, a equação (2.67), que denota comportamento bilinear.

$$\sigma_p = \begin{cases} \varepsilon_p \cdot E_p & \text{se } \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ f_{py} + \frac{(f_{pt} - f_{py})}{(\varepsilon_{pu} - \varepsilon_{py})} \cdot (\varepsilon_p - \varepsilon_{py}) & \text{se } \varepsilon_{py} \leq \varepsilon_t \end{cases} \quad (2.67)$$

A relação tensão-deformação obtida é apresentada também pela Figura 2.66.

Figura 2.66. Relação tensão-deformação para a armadura ativa.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Se utiliza o subíndice p pois a equação e figura são recomendadas na norma de referência para aço de protensão. Porém, considerar protensão não é o foco deste trabalho, portanto não se detalha aqui as especificidades de pré-alongamento e sua consideração.

2.11 PARÂMETROS DEPENDENTES E INDEPENDENTES

Na análise dos elementos estruturais, certos parâmetros são determinantes do comportamento por ele desempenhado. Tais parâmetros representam propriedades geométricas e físicas, e embora até mesmo os menores detalhes possam ser parametrizados e considerados, é oportuno utilizar o menor número de variáveis possível, entretanto para isso é

necessário selecionar com precisão as mais relevantes no comportamento que se deseja prever.

No caso de paredes estruturais de concreto armado, a caracterização física do concreto é a resistência à compressão do concreto f'_c , visto que é um valor reconhecido por normas e artigos internacionais, e que a partir deste, juntamente com equações consolidadas, estima-se o comportamento tensão-deformação do concreto.

Quanto as normas internacionais, a norma ACI 318/2019 também utiliza o f'_c para caracterização do concreto. Já as normas brasileira e europeia, respectivamente ABNT NBR 6118/2014 e Eurocode 2, utilizam a resistência característica a compressão f_{ck} . Para comparar a resistência média e f'_c e o f_{ck} , o FIB Model Code 2010 e o Eurocode 2 recomendam somar 8 MPa ao valor característico para obtenção do valor médio para resistência a compressão do concreto.

Ambas as normas brasileira e europeia abordam recomendações para concretos cujo f_{ck} alcance até 90 MPa. Porém, concretos cujo f_{ck} esteja acima de 50 MPa apresentam maior fragilidade, acarretando possível mudança do comportamento das paredes. Além disso, as evidências experimentais estão longe deste limite. Quanto ao valor mínimo, embora o Eurocode 2 aborde uma classe de resistência cujo f_{ck} é inferior a 25 MPa, devido as limitações impostas pela agressividade ambiental, é mais realista fixar este valor como mínimo para o projeto de paredes atendendo tal norma, enquanto a norma brasileira fixa o f_{ck} mínimo como 20 MPa.

O aço é caracterizado pela resistência ao escoamento f_y . Porém neste trabalho a armadura não é considerada como parâmetro, mas como constante, pois os experimentos abordados utilizam barras de aço com resistência em torno de 500 MPa. Os experimentos de Dazio, Beyer e Bachmann (2009) contém barras de aço na posição longitudinal com resistência ao escoamento na ordem de 570 MPa, enquanto os experimentos de Ghorbani-Renani et al (2009) apresentam barras longitudinais com resistência na ordem de 420MPa. A literatura internacional ressalta tais valores para as propriedades da armadura: o Eurocode 2 recomenda uso de armadura passiva com resistência característica f_{yk} entre 400 e 600 MPa, com tabelas e equações calibrados para f_{yk} de 500 MPa.

Quanto a norma estadunidense, segundo Wight (2015) as normas locais preveem três classes de resistência principais, porém a classe mais comum é a de 60 ksi, que equivale a aproximadamente 410 MPa, bastante próximo das propriedades das barras utilizadas no experimento de Ghorbani-Renani et al (2009).

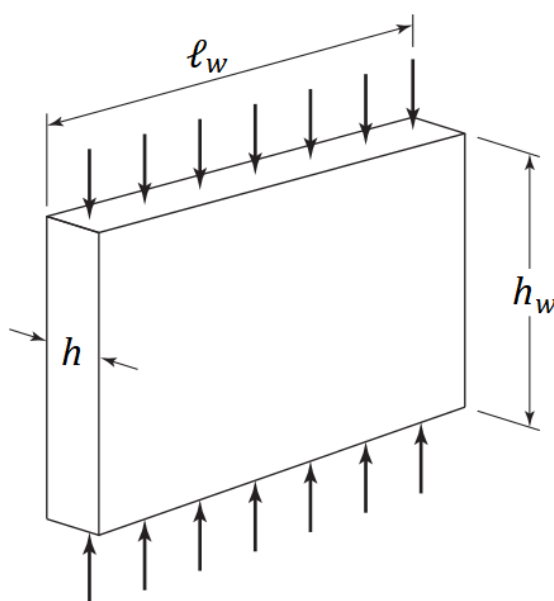
Além disso, a norma brasileira de aço destinado a estruturas de concreto armado ABNT NBR 7480/2008 também possui uma classificação para as barras. A classe CA-50 cuja resistência característica ao escoamento deve atender 500 MPa descreve um material cuja resistência ao escoamento está próximo da média da resistência do aço dos ensaios, e corresponde às propriedades descritas no Eurocode 2.

Considerando a pouca variabilidade, é inoportuno considerar a resistência do aço como variável, e sim como constante.

A taxa de armadura ρ é o quociente entre a área de aço e a área bruta de concreto da seção transversal da parede. Normas: ABNT NBR 6118/2014 e Eurocode 2 fixam o valor máximo de ρ como 4%, exceto nas regiões de traspasse. Para o ACI 318/2019, em estruturas de concreto armado a taxa de armadura deve estar entre 1 e 8%. Este é um parâmetro de grande relevância, pois quantifica o aço utilizado, que tem grande impacto nos esforços resistidos pela estrutura.

Para determinar a geometria da parede, são utilizadas as variáveis espessura h , largura l_w e altura h_w , que são ortogonais entre si e são expressas com unidades de comprimento, ilustradas na Figura 2.67. Há uma variável adimensional calculada a partir desta que é especialmente relevante, (h_w/l_w) e (l_w/h) . O quociente entre altura h_w e largura l_w determina a relação de aspecto, que além de ser um indicativo se um elemento é classificado como parede ou não, também sugere se uma parede está mais vulnerável a esforços normais ou tangenciais, como explicado na seção 2.4.

Figura 2.67. Variáveis geométricas adotadas para descrever paredes estruturais.



Fonte: Wight e Macgregor (2009). Tradução do autor.

Finalmente, a força axial também altera significativamente a resistência e a rigidez da parede frente a esforços laterais, como descrevem Alarcon, Hube e de la Llera (2014). Assim, esta é considerada uma variável independente força axial adimensional ν . Como o símbolo é o mesmo do coeficiente de Poisson, as variáveis são identificadas caso mencionadas.

Como variáveis dependentes, tem-se as principais respostas da parede em seu uso principal, que é o de resistir a esforços laterais na direção de sua maior inércia. Portanto, a forças laterais de escoamento e máxima, a rigidez e o deslocamento.

As paredes aqui descritas são controladas pela flexão. Portanto, parte-se das tensões provocadas pela flexão para cálculo da força máxima aplicada, usando a teoria da mecânica clássica. Partindo da resistência dos materiais clássica, estima-se que a força lateral que provoca escoamento F_y é diretamente proporcional à espessura h , resistência do concreto f'_c e ao quadrado da largura l_w e inversamente proporcional à altura h_w . Raciocínio similar pode ser aplicado à armadura também. Assim chega-se a equação (2.68), que ainda deve receber tratamento estatístico de regressão multivariável.

$$F_y = \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot c_1 + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w} \cdot c_2 \quad (2.68)$$

Além dessas parcelas, a força axial adimensional também impacta no momento fletor resistente da seção ao alterar a força axial desta, podendo aumentar ou reduzir a área de concreto comprimido. Porém, não se espera alteração significativa da contribuição do aço devido à força axial. Repetindo o termo do concreto e assumindo relação linear entre ambos na faixa considerada, obtém-se a equação (2.69):

$$F_y = \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot c_1 + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w} \cdot c_2 + \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot \nu \cdot c_3 \quad (2.69)$$

É importante salientar que seria mais correto fisicamente considerar a força axial adimensional como termo polinomial, visto que esta modifica a variável F_y segundo uma curva não linear. Porém, para propor uma curva completa satisfatória é necessário acervo maior de resultados experimentais, com valores maiores de força axial aplicada; para contornar tal problema, considera-se a influência da força axial adimensional como linear se analisada em um trecho pequeno.

Para força máxima no topo, espera-se comportamento análogo ao observado para força de escoamento no topo, portanto, propõe-se a equação (2.70):

$$F_{max} = \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot c_4 + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w} \cdot c_5 + \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot \nu \cdot c_6 \quad (2.70)$$

A relação força por deslocamento K_{20-60} entre os pontos de 60% e 20% da força máxima é considerada como parâmetro importante para consideração em análise estrutural

das paredes levando em conta a queda de rigidez devido à fissuração, porém antes do início escoamento da armadura, que acarreta em mudança súbita no comportamento. O intuito então é fornecer uma estimativa de rigidez de paredes para cálculos em situações de serviço com valor realista e limitado ao início do escoamento da armadura.

Baseado novamente na estimativa da flecha da mecânica clássica, julga-se que a expressão mais apropriada possui os coeficientes conforme a equação (2.71).

$$K_{20-60} = \frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h \cdot l_w^3}{h_w^3} \cdot (c_7 + \nu \cdot c_9) + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w^3} \cdot (c_8 + \nu \cdot c_{10}) \quad (2.71)$$

No gráfico que relaciona força por deslocamento, adota-se como ponto de escoamento o definido na seção 2.3, conforme o trabalho de Park (1988) a fim de utilizar um critério consagrado na literatura e que possibilitasse analisar experimentos com diligência. Assim, devido a importância do ponto de escoamento, além da força F_y , também é desejável conhecer o deslocamento no topo d_y que o determina.

Assim, para estimar a expressão do deslocamento no escoamento d_y , baseia-se na mecânica clássica para estimar a porção linear, adotando giro e deslocamento nulos no engaste e usando a curvatura para estimar o giro e o deslocamento no topo.

Além disso, a literatura cita o método de rótula plástica para considerar a grande plastificação da base, e por isso se soma uma parcela considerando giro de corpo rígido da barra. O efeito da força axial também é considerado, e de maneira análoga ao esforço do topo, adota-se relação linear, que é razoável dentro de limites pequenos. Portanto, a análise estatística parte da equação (2.72).

$$d_y = \frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h_w^2}{l_w} \cdot (c_{11} + \nu \cdot c_{13}) + h_w \cdot (c_{12} + \nu \cdot c_{14}) \quad (2.72)$$

Para o d_u , supõe-se expressão semelhante, naturalmente com coeficientes distintos, descritos na equação (2.73).

$$d_u = \frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h_w^2}{l_w} \cdot (c_{15} + \nu \cdot c_{17}) + h_w \cdot (c_{16} + \nu \cdot c_{18}) \quad (2.73)$$

Portanto, as variáveis dependentes podem ser baseadas em expressões analíticas, como exposto. Usa-se a correlação para prever quais as variáveis independentes que possuem maior impacto nas dependentes, e é oportuno testar as variáveis independentes isoladas também.

Em resumo, verifica-se como as variáveis independentes influenciam nos resultados das variáveis dependentes F_y , F_{max} , K_{20-60} , d_y e d_u variáveis.

3 METODOLOGIA

Como visto, um pilar-parede pode ser modelado como vários elementos, como por analogia de coluna larga, pórtico equivalente, dividido em faixas que equivalem a pilares (ABNT NBR 6118:2014), ou elementos finitos de chapa e sólido. Para escolher o tipo de modelagem desejado, testa-se as três abordagens: elementos de barra, casca e sólidos.

Os modelos simplificados não são utilizados, pois mantêm as mesmas hipóteses que a barra, isto é, seções planas permanecem planas e discretização em fibras. Assim, a discretização em fibras da seção da barra é semelhante à divisão dos elementos de barras múltiplas MVLEM.

Os resultados numéricos e experimentais podem ser comparados graficamente, caso a diferença seja relativamente grande, porém é desejável utilizar critérios quantitativos no caso de ajustes finos, e neste caso calculam-se as variáveis dependentes da curva avaliada, no caso F_y , F_{max} , K_{20-60} , d_y e d_u .

Após fixação do tipo de modelagem eleito, baseado na dispersão de seus resultados comparados com os experimentais e sua aplicabilidade, é necessário calibrar a abordagem escolhida. Os parâmetros de entrada devem ser avaliados, os variando numericamente e analisando seus impactos nos resultados. Os valores considerados calibrados são aqueles que aproximem ao máximo a resposta numérica à experimental. Para evitar erros, é pertinente utilizar o máximo de amostras quanto for possível.

É importante usar ferramentas consolidadas para as simulações propostas e esta deve conter em sua biblioteca àqueles requeridos para as análises. Tendo em vista a disponibilidade, usa-se aqui os programas *Opensees* e *Abaqus*.

O *Opensees* é selecionado devido a grande contribuição deste em outros trabalhos científicos, como Orakcal e Wallace (2007); Beyer, Dazio e Priestley (2008a); Beyer, Dazio e Priestley (2008b); Constantin e Beyer (2016); Kim (2016), além da capacidade de modelar elementos de barras considerando a não linearidade física e geométrica (MCKENNA; FENVES; SCOTT, 2000).

Estes trabalhos incluem duas linhas de pesquisa com publicações expressivas no apresentado, um grupo da Universidade de California e outro na Escola Politécnica de Lausana. Várias destas publicações usam o *Opensees*.

O programa também é gratuito e de código aberto. Inclusive, no banco de dados do programa já constam vários tipos de materiais, elementos e algoritmo de solução de sistemas, focando na análise estrutural dinâmica (KIM, 2016). Os modelos constitutivos uniaxiais

propostos inclusive constam no software, que possui contribuições de diversos grupos de pesquisa.

Para modelagem de elementos contínuos, isto é, cascas e sólidos, opta-se aqui pela ferramenta *Abaqus*, que os consta em sua biblioteca e possibilita associá-los à relação constitutiva CDP, escolhida para o concreto.

3.1 MODELAGEM DE PAREDES POR ELEMENTOS DE BARRA

Ao modelar elementos finitos de barra com a abordagem adotada neste trabalho, a parede é tratada como uma barra vertical, que é dividida em diversos elementos de barra. As barras possuem pontos de integração, em que são calculadas as propriedades mecânicas por meio da seção transversal. A seção transversal é analisada pela divisão em fibras com área discreta, que são associadas à relação constitutiva uniaxial do respectivo material considerado. Portanto, cada parede simulada deve ter sua seção transversal mapeada de forma a indicar num plano cartesiano a geometria de concreto não confinado, concreto confinado e barras de aço.

O concreto confinado é a região de concreto cercado por estribos e admite relação uniaxial tensão-deformação própria, enquanto às demais fibras de concreto atribui-se a relação uniaxial de concreto não confinado, respectivamente, como abordadas por Mander, Priestley e Park (1988) e Chang e Mander (1994). Quanto à armadura, aplica-se a relação de Menegotto e Pinto (1973).

É importante garantir que a malha seja apropriada, também. Portanto constrói-se o modelo propondo que a malha seja mais refinada em locais em que se espera maior plastificação. Com este intuito, a discretização é concentrada na parte inferior da parede, em que atua o momento fletor. A seção transversal também deve ter um número de fibras suficiente para que leve a bons resultados, então se usa 512 fibras, que são adotadas em excesso ao dos trabalhos de Orakcal, Wallace e Conte (2004) que estudaram o MVLEM, que embora seja um pouco diferente dos elementos de viga possui hipóteses semelhantes.

Das formulações possíveis para os elementos de barra, aqui optou-se pela formulação baseada em deslocamentos. O motivo da escolha é a abrangência da formulação ser maior do que do baseado em esforços. Logo, é necessário usar maior número de elementos, entretanto espera-se maior estabilidade numérica. A ferramenta também oferece a formulação baseada em esforços, que requer menor número de elementos, porém é mais instável para convergência do sistema.

A não linearidade física é considerada pela atribuição da relação constitutiva às fibras. Já a não linearidade geométrica é considerada pelo método do co-rotacional, implementado na ferramenta pelo trabalho por Souza (2000).

Os experimentos reportam seus resultados por meio de gráficos força por deslocamento no topo das paredes. Assim, a altura em que tais variáveis são analisadas é a mesma. Na modelagem por elementos de barra, por ser apenas uma barra vertical, o ponto de aplicação de força e acompanhamento de deslocamentos é o mesmo.

Para as condições de contorno, adota-se a extremidade inferior da barra como engastada. A força lateral é aplicada no nó por incremento do deslocamento horizontal destes e sem girar a força lateral aplicada conforme a rotação no nó, pois nos experimentos o macaco hidráulico está fixo em estruturas exteriores de grande rigidez, possibilitando acompanhar o pós-pico. Já a força axial no topo é aplicada em um nó acima ao nó de aplicação da força lateral e avaliação do deslocamento lateral com o intuito de simular mais fielmente aos experimentos.

Os deslocamentos são aplicados de maneira incremental, sendo o primeiro incremento dado como no máximo de 0,5% do deslocamento máximo observado no experimento e os incrementos são maiores a cada passo em no máximo 20% do deslocamento anterior. Não é adotado critério de parada para o processamento, que é aplicado até pelo menos 133% do deslocamento máximo experimental. Caso o curva força por deslocamento obtida apresente grande queda na capacidade portante ou descontinuidade, assume-se o ponto anterior à descontinuidade como o ponto de ruptura da estrutura.

Montada a estrutura, a ferramenta requer escolha da rotina usada para resolução da estrutura, incluindo a montagem do sistema de equações representativo, consideração das condições de contorno, algoritmo de convergência numérica, rotina de aplicação de esforços e teste de aceitação dos resultados.

Existem diversos algoritmos compilados no *Opensees* que buscam a convergência do sistema de equações. Aqui todas as análises buscam convergência com os mesmos parâmetros, a fim de uniformizar os critérios. Alguns modelos não apresentam convergência dentro da tolerância fixada mesmo utilizando várias técnicas de convergência numérica. As condições de contorno impostas pelo método da transformação (GU; BARBATO; CONTE, 2009). A construção do sistema de equações é feita numa matriz assimétrica e invertida pela rotina Lapack ou UmfPack, que são pacotes matemáticos consolidados e estão integrados no software Opensees (ANDERSON et al., 1999; DAVIS, 2004).

Quanto à convergência numérica, utiliza-se os algoritmos de Krylov-Newton, BFGS e Broyden, cujo funcionamento consta descrito por Carlson e Miller (1998) e Bathe (2014). Os métodos são aplicados nesta ordem, no caso do método anterior falhar em encontrar convergência dentro da tolerância admitida. O teste de tolerância avalia a norma do acréscimo de deslocamento entre iterações, aqui foi admitido $1e-5$ como erro tolerado entre normas subsequentes.

3.2 MODELAGEM DE PAREDES COM ELEMENTOS DE CASCA

No modelo de casca requer consideração dos materiais e propriedades que são descritos ao decorrer da espessura do elemento. Enquanto para barras a seção é descrita por um sistema cartesiano, a casca pode ser descrita apenas por camadas, e cada camada possui sua respectiva espessura e material.

Portanto, toda a geometria externa é determinada por formas planas, e a espessura é considerada matematicamente no cálculo da rigidez. A armadura neste caso é simulada por uma fina camada, cuja espessura é definida pelo quociente da área de cada barra pela distância entre barras paralelas semelhantes. Tal camada deve ter direção determinada, simulando a orientação do vergalhão na estrutura. A posição da fina camada que representa a barra de aço na casca representa o centroide das armaduras.

Como a casca possui espessura ao atribuir as propriedades do método numérico, não há maneira direta de se inserir barras ortogonal ao plano da própria casca, portanto o efeito de confinamento do estribo não é capturado diretamente, visto para isso é necessário prever rigidez axial ortogonal ao plano da casca, e então o confinamento deve ser considerado usando outras diretrizes.

Uma possibilidade é considerar a relação tensão-deformação do concreto confinado para a porção de concreto contido nos estribos, baseado nas relações constitutivas já propostas. Com esta abstração, admite-se que na região das extremidades da parede, em que os estribos de confinamento são aplicados, as camadas externas aos estribos são adotadas com concreto não confinado, e a camada interior possui relação constitutiva de concreto confinado.

Quanto às propriedades dos materiais, o concreto requer uma relação constitutiva multiaxial, logo adota-se o CDP. Para a armadura a simulação prevê comportamento axial apenas, sendo adequado a hipótese de relação constitutiva uniaxial, adotando-se a expressão bilinear com enrijecimento isotrópico.

Para aplicação satisfatória da relação CDP, é necessário fixar uma relação tensão-deformação uniaxial. Além desta, existem os parâmetros ângulo de dilatação Ψ ,

excentricidade ϵ , relação entre resistência equibiaxial e uniaxial (f_b/f_c), relação entre os segundos invariantes dos meridianos de tensão e compressão K_c e viscosidade μ . Finalmente, também deve ser proposto o dano.

Para a relação uniaxial, adota-se a relação da envoltória de Chang e Mander (1994) e seus respectivos parâmetros, como consta na seção que a enuncia “2.10.7 Relação de Chang e Mander (1994)”. Toda a curva, incluindo ponto de pico e módulo de elasticidade inicial é tida como função da resistência à compressão média f'_c com corpos de prova cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de comprimento. Na tração também é considerado o trabalho do mesmo autor.

Quanto aos parâmetros, adota-se como padrão ângulo de dilatação igual a 38, excentricidade igual a 0,1, relação entre resistência biaxial e uniaxial do concreto 1,16, relação entre os segundos invariantes dos meridianos de tensão e compressão 0,667 e viscosidade máxima como $1e-3$. Quanto ao dano, utiliza-se inicialmente o critério por Birtel e Mark (2006).

Quanto ao concreto confinado, também se baseia no critério de Chang e Mander (1994) e Park, Priestley e Park (1988).

O tipo de elemento aplicado é o quadrilátero, descrito e ilustrado na seção 2.9.7, que está disponível na ferramenta aplicada que é o programa *Abaqus*.

Quanto a condições de contorno, a parte inferior é engastada, assim como nos experimentos. A força lateral aplicada é modelada como imposição de deslocamentos incrementais, de maneira a crescer em deslocamentos, possibilitando acompanhar o pós-pico de forças. Já o esforço axial é aplicado sob forma de força no topo. Tanto a força lateral quanto a vertical são aplicadas usando elementos auxiliares perfeitamente elásticos simulando um macaco hidráulico ou viga de inércia elevada.

O incremento de deslocamento máximo permitido nas análises é de 0,1% do deslocamento experimental máximo da parede analisada, que na ocorrência de não linearidade física é considerado menor automaticamente. O deslocamento resultante que é apresentado nos gráficos força por deslocamento é obtido no nó de concreto com a mesma altura de aplicação da força lateral na junção do bloco auxiliar de aplicação de força lateral e da casca de concreto armado. Caso haja grande queda da capacidade portante ou descontinuidades na curva força por deslocamento, considera-se que a estrutura atingiu a ruptura.

3.3 MODELAGEM DE PAREDES COM ELEMENTOS SÓLIDOS

A modelagem com elementos tridimensionais considera a geometria de maneira direta, apenas pela posição e forma dos elementos. Nesta abordagem, a armadura é representada por elementos de treliça imersos nos elementos sólidos. Quanto à geometria da armadura é dita pela sua posição, porém a área é atribuída ao elemento, pois este não possui volume. Logo, o concreto é modelado por elementos sólidos e armadura por elementos lineares. Note que é possível usar sólidos para ambos, sendo necessário maior capacidade computacional.

Quanto ao comportamento mecânico, a relação constitutiva do concreto deve ser multiaxial devido a geometria do elemento. Assim como para os elementos de casca, o pacote comercial *Abaqus* permite a análise de modelos sólidos usando o modelo constitutivo CDP, capaz de analisar tensões e deformações de maneira tridimensional.

A relação constitutiva aplicada é idêntica à usada para cascas. A única diferença é para consideração do concreto confinado: na modelagem tridimensional é possível posicionar os estribos cercando o concreto, simulando o efeito do confinamento e não requer portanto, aplicação de outros artifícios. Portanto não se aplica o critério de confinamento para o concreto por relação uniaxial, mas consideração direta pela relação constitutiva multiaxial associada ao aço com rigidez no plano ortogonal à direção das solicitações axiais oriundas do momento fletor.

Quanto ao tipo de elemento, o concreto é simulado por elementos sólidos do tipo tetraédricos ou cúbicos com formulação linear, identificados no *Abaqus* como C3D4 e C3D8, descritos na seção 2.9.7 e Figura 2.48. Para a armadura, usa-se o elemento treliça com nomenclatura T2D3, descrito na seção 2.9.7 e Figura 2.49. Os elementos de treliça são considerados imersos nos sólidos de concreto com aderência perfeita.

Como condição de contorno, a face inferior é considerada engastada. A força vertical é aplicada como força concentrada em blocos auxiliares perfeitamente elásticos para distribuir as tensões na face superior da parede. A força lateral é aplicada por meio da consideração de deslocamentos, aplicados em um bloco auxiliar perfeitamente vinculado à parede. A força é aplicada em um nó cuja altura coincida com o experimento simulado, e o deslocamento que se acompanha é o nó posicionado exatamente entre o bloco auxiliar e a parede de concreto armado com a mesma altura da força lateral aplicada.

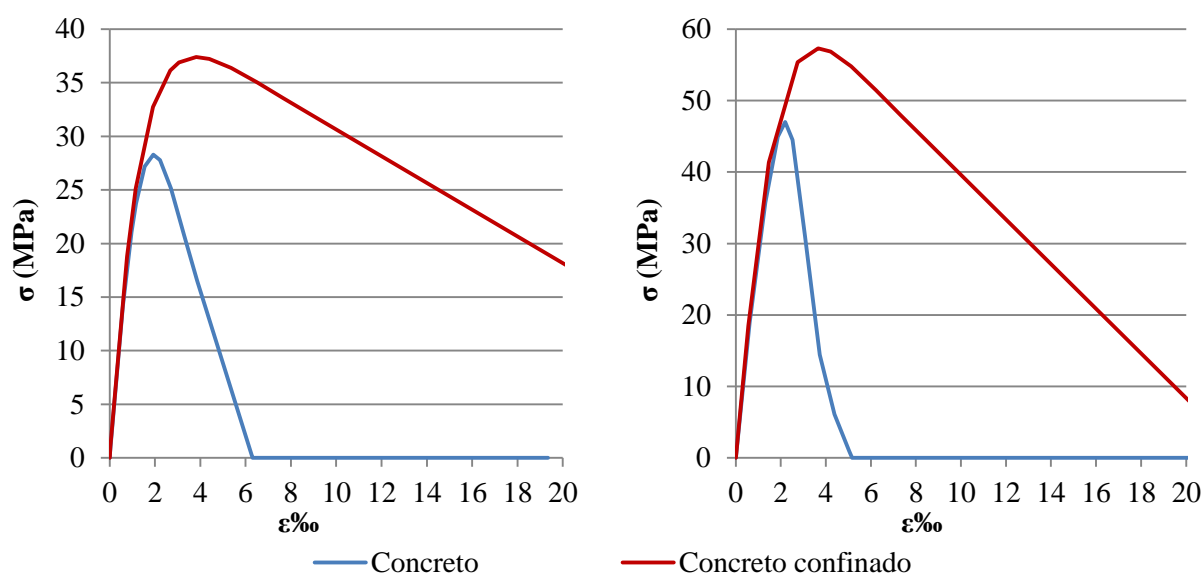
Além disso, ocasionalmente é possível utilizar espelhamento da estrutura, possibilitando acelerar o processamento da estrutura. O plano de espelhamento é o que contém o eixo de menor inércia das seções transversais da parede.

O deslocamento lateral aplicado é dividido em incrementos, sendo que o incremento máximo permitido é de 0,1% do deslocamento experimental máximo, porém o programa utilizado pode utilizar de passos menores no intuito de se considerar a não linearidade física. Novamente, como critério de ruptura avalia-se o gráfico força por deslocamento e assume-se como ruptura queda considerável da capacidade portante ou discontinuidades.

3.4 GHORBANI-RENANI ET AL (2009)

Partindo da caracterização física descrita no trabalho de referência e se baseando na relação constitutiva de Chang e Mander (1994) em função apenas do f'_c , chega-se nas curvas apresentadas na Figura 3.1, que também mostra a relação entre tensão e deformação do concreto confinado, que também leva em conta as características do estribo de confinamento.

Figura 3.1. Relação tensão-deformação do concreto comprimido confinado e não confinado para paredes A1M (à esquerda) e B1M (à direita).

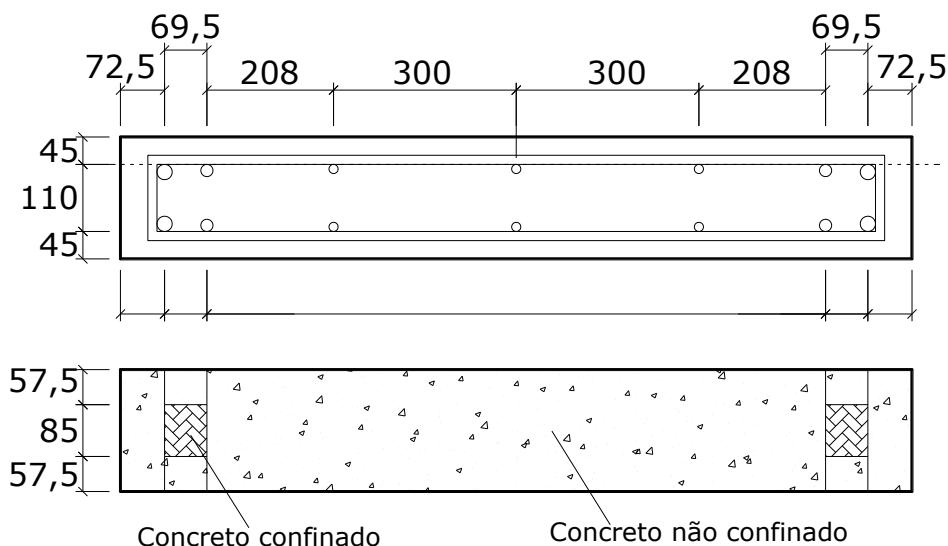


Para o modelo de concreto tracionado no *Abaqus*, a curva ascendente até o pico deve ser uma reta cujo módulo de elasticidade é igual àquele na compressão. Portanto, a deformação na tensão de pico ε_t é adotada como o quociente entre a resistência à tração do concreto f_t e o módulo de elasticidade. A curva tensão-deformação pós-pico então é aplicada pela inclusão de diversos pontos baseados na envoltória tracionada proposta por Chang e Mander (1994).

Na idealização por barras, os resultados são determinados pela seção transversal atribuída ao elemento associada à formulação mecânica usada, que pode ou não levar em conta a não linearidade geométrica. Já a não linearidade física pode ser levada ao atribuir à seção transversal a discretização em pequenas fibras, e então vincular a resposta física destas a uma relação constitutiva não linear.

A seção transversal da parede A1M do trabalho dos autores Ghorbani-Renani et al (2009) é descrita como representada na Figura 3.2, que também apresenta as medidas das divisões em fibras, que separa as áreas com concreto confinado por estribos, concreto não confinado e armaduras.

Figura 3.2. Seção transversal da Parede A1M de Ghorbani-Renani (2009).

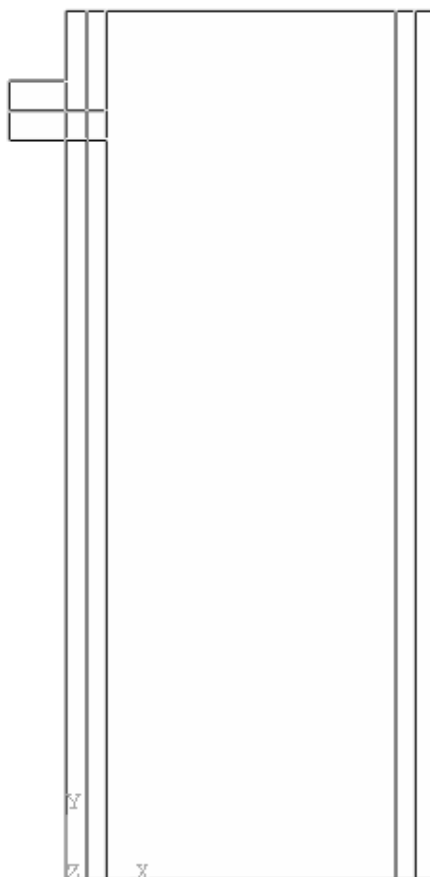


Lembrando a seção transversal que compõe elementos finitos de barra não considera a barra de armadura transversal diretamente, pois ela não é normal à seção transversal. Porém, é possível considerar a influência da armadura transversal na rigidez pela formulação do concreto confinado e suas propriedades, como descrito na seção 2.10.7.

Para os elementos bidimensionais, é necessário apresentar as camadas que a compõem, que são o concreto e a armadura. O concreto pode ser confinado ou não confinado, assumindo a relação tensão-deformação coerente. A armadura não é tratada como pontual, mas como camada de pequena espessura, em que se assume comportamento unidirecional.

A aplicação das forças laterais deve ser condizente com o experimento. Portanto, utiliza-se um elemento auxiliar com material que simula o aço, para imitar a ação de um macaco hidráulico ou chapa metálica. A interação entre diferentes elementos pode gerar dificuldades de convergência, então uma alternativa é construir a estrutura como uma casca coesa, que não compromete os resultados visto que não há deslizamento entre a chapa de aplicação de forças e a superfície de concreto. Enfim, o conjunto de cascas que representa a Parede A1M é mostrado na Figura 3.3.

Figura 3.3. Representação da modelagem em casca da parede A1M.

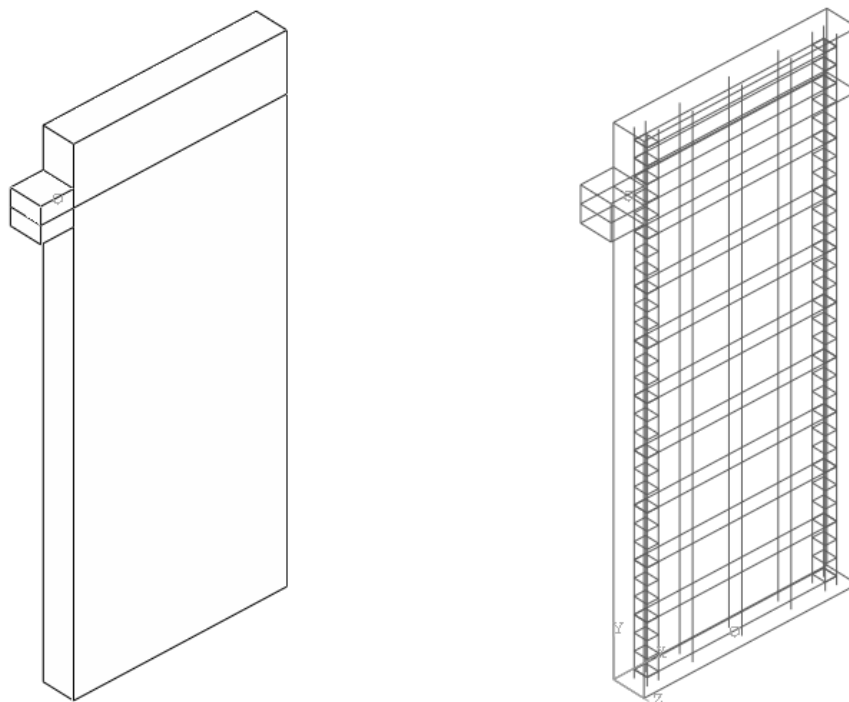


No modelo de sólidos, a armadura é construída com comportamento de treliça e considerada imersa nos elementos sólidos de concreto. No caso das simulação tridimensional, é desejável que o efeito de confinamento seja levado em conta diretamente, sem alteração na relação constitutiva do material.

Novamente, a aplicação das ações laterais é feita com uso de um bloco auxiliar que simula o aço.

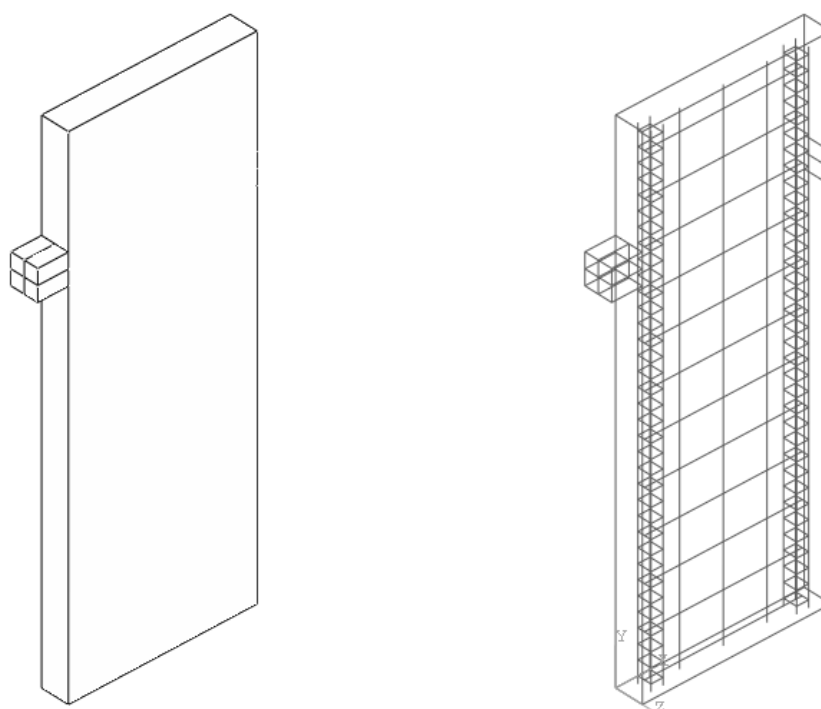
A Figura 3.4 representa a região sólida usada para analisar a parede A1M, e também representa as barras de armaduras imersas na peça sólida de concreto.

Figura 3.4. Representação do sólido de concreto (à esquerda) e armadura (à direita) da modelagem tridimensional da parede GH A1M.



A geometria do sólido e o posicionamento das treliças da armadura estão representados na Figura 3.5.

Figura 3.5. Representação do sólido de concreto (à esquerda) e armadura (à direita) da modelagem tridimensional da parede GH B1M.



A malha de elementos deve ter discretização adequada, para isso comparam-se os resultados de modelos idênticos, mas com a malha cada vez mais refinada, até que aumentar o refinamento não altere significativamente os resultados.

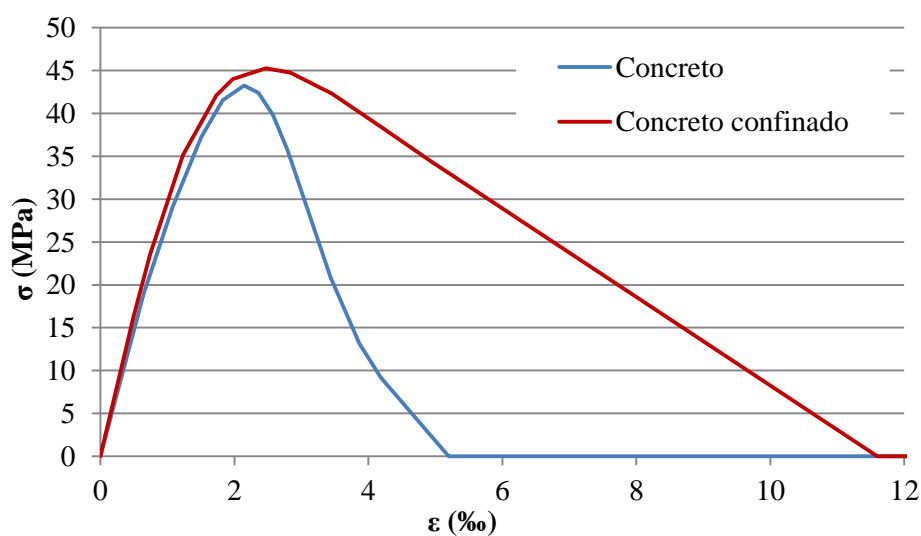
Não há aplicação de força axial neste experimento. Quanto a força lateral, no é imposto por deslocamento no bloco lateral, com exceção do modelo de barra em que é aplicado diretamente no nó com a altura adequada.

3.5 LEFAS, KOTSOVOS E AMBRASEYS (1990)

A análise foca na parede SW12, por ser uma parede com relação de aspecto menor do que as outras é bastante oportuno para verificar a abrangência do modelo.

A propriedade física do concreto é definida usando novamente a relação constitutiva do modelo CDP, com os parâmetros padronizados, já descritos na seção 3.4. A caracterização se baseia na resistência a compressão de amostra cúbica. Convertendo-a para resistência média a compressão do cilindro de 150mm por 300mm segundo descrito na seção 2.8.2, e a partir desta calculando a relação uniaxial entre tensão e deformação por Chang e Mander (1994) para a parede S12, obtém-se a curva apresentada na Figura 3.6, que também apresenta a relação uniaxial do concreto confinado, levando em consideração as propriedades físicas e geométricas da armadura transversal com tal função e seguindo as recomendações por Mander, Priestley e Park (1988).

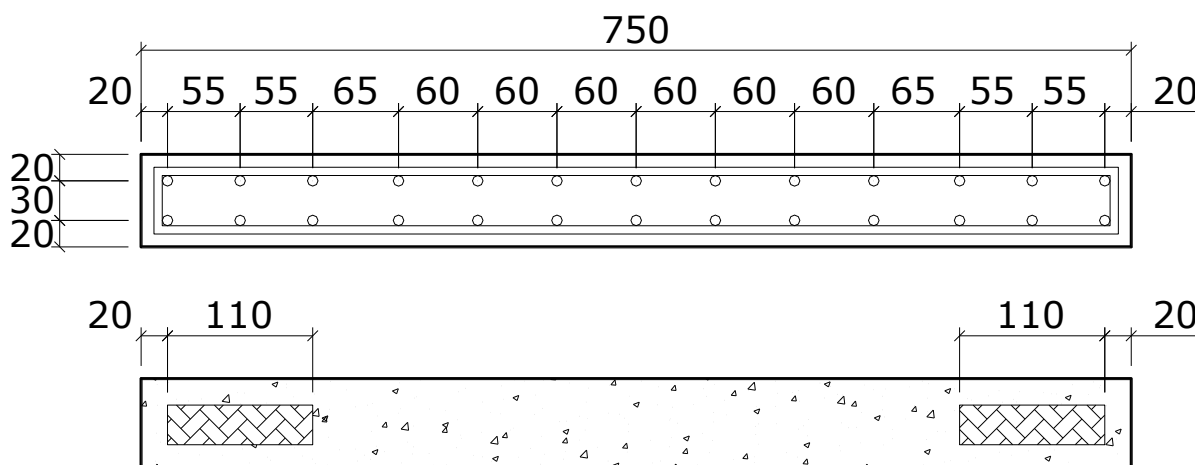
Figura 3.6. Relação tensão-deformação do concreto comprimido confinado e não confinado da parede LE SW12.



Para o aço, os autores fornecem o módulo de elasticidade, a resistências ao escoamento e à ruptura. Supondo a relação bilinear, ainda se desconhece a deformação na ruptura da barra, e de maneira arbitrária, fixa-se 1% para a mesma.

A geometria da seção transversal é ilustrada na Figura 3.7, mostrando a posição das armaduras na seção, e separando as regiões de concreto confinado e não confinado.

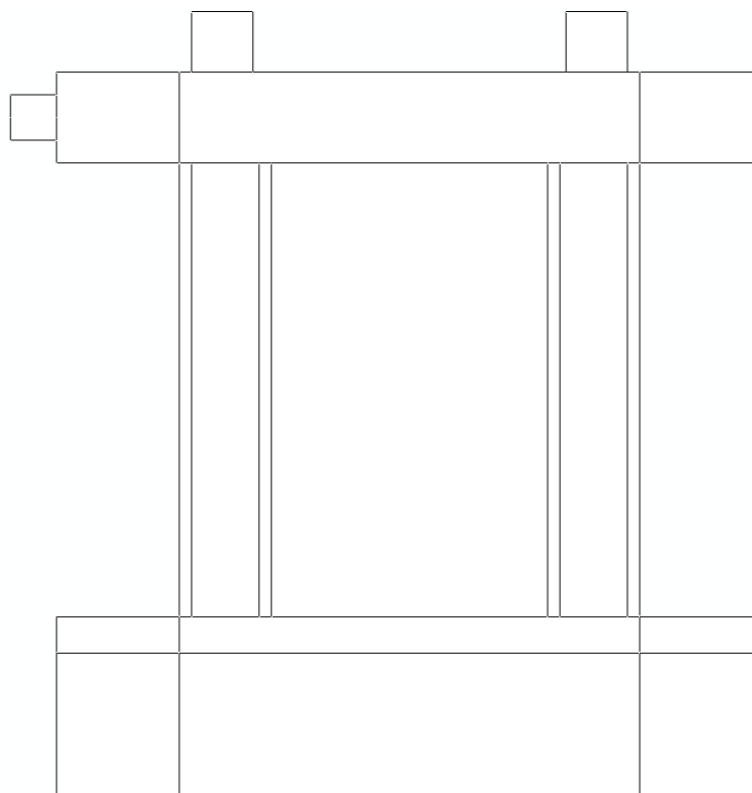
Figura 3.7. Seção transversal das paredes tipo I, SW11, SW12 e SW13, destacando armadura e concreto confinado e desprezando estribo de confinamento.



A armadura longitudinal é composta apenas de barras de 8 mm de diâmetros, os estribos de barras de 6,25 mm, e os estribos de confinamento por barras de 4 mm de diâmetro. Ambas armaduras transversais tem espaçamento entre barras de 8 cm.

Relembrando, na modelagem por cascas é conveniente separar por regiões, para levar em conta a diferença da taxa de armadura local na rigidez da parede total. Portanto dividindo a parede em regiões, obtém-se o conjunto apresentado na Figura 3.8.

Figura 3.8. Representação da casca simulando a parede LE SW12.



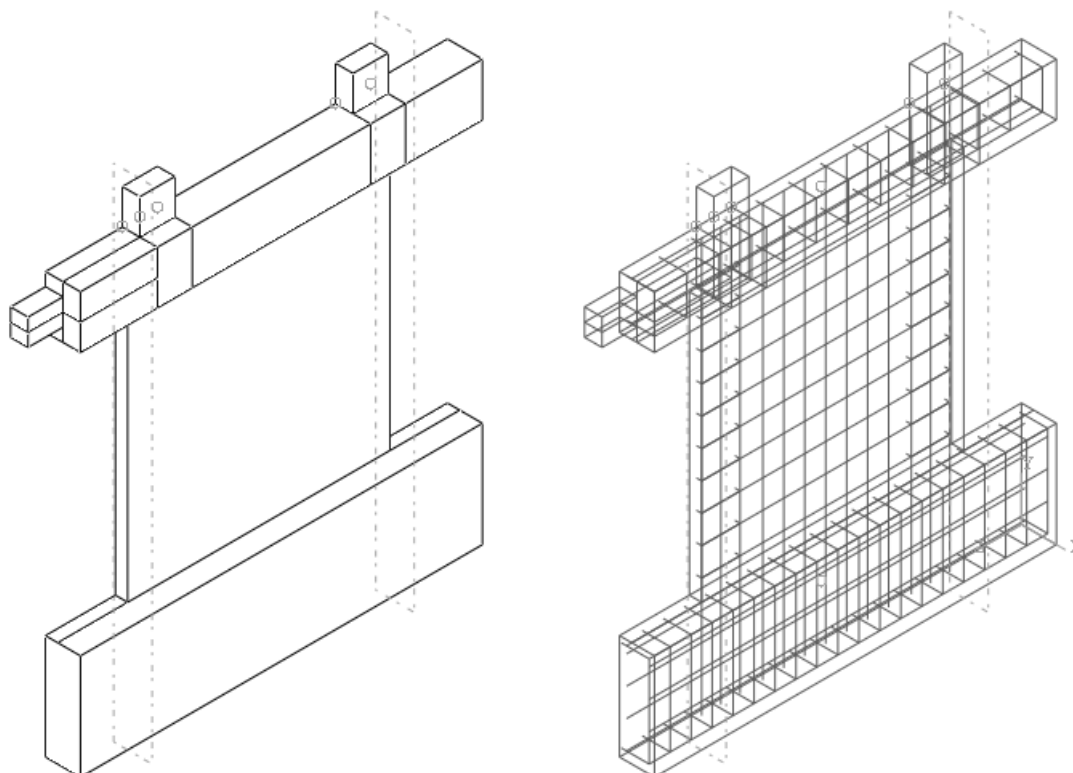
Para considerar o efeito do confinamento, atribui-se ao concreto das regiões próximas a extremidade a relação constitutiva do concreto confinado. É necessário usar este artifício, pois não é possível modelar as armaduras transversais diretamente por elas serem ortogonais ao plano da casca.

Quanto a aplicação dos esforços, a força de topo é simulada como força vertical aplicada com uso de blocos perfeitamente elásticos que simulam o aço. Foi considerada a não linearidade geométrica, considerando o deslocamento no topo, mas mantendo a direção vertical do carregamento. A força lateral também é aplicada em um elemento elástico ideal vinculado à parede, porém controlando pelo deslocamento.

Quanto à modelagem tridimensional, novamente o concreto é considerado por elementos sólidos do tipo C3D4 ou C3D8, e a armadura é considerada por elementos unidimensionais do tipo treliça T3D2 imersos no concreto. Neste caso, o efeito dos estribos para o confinamento não é incluído nas propriedades físicas do material, no intuito de que a simulação os considere de maneira intrínseca.

Designando as dimensões de cada componente e posicionando-os, obtém-se a geometria mostrada na Figura 3.9.

Figura 3.9. Representação do sólido de concreto (à esquerda) e armadura (à direita) da modelagem tridimensional da parede GH B1M..



A malha neste caso também deve ser adequada. Novamente, fixa-se o modelo, e refina-se cada vez mais a malha até tal ponto que o refinamento não mais influa nos resultados.

Quanto à aplicação de esforços, faz-se a mesma abstração da modelagem bidimensional, isto é, a força axial é aplicada em dois blocos acima da viga de topo, e o esforço lateral é aplicado em um bloco vinculado na lateral da viga de topo. Estes blocos de transferência estão amostra na Figura 3.9

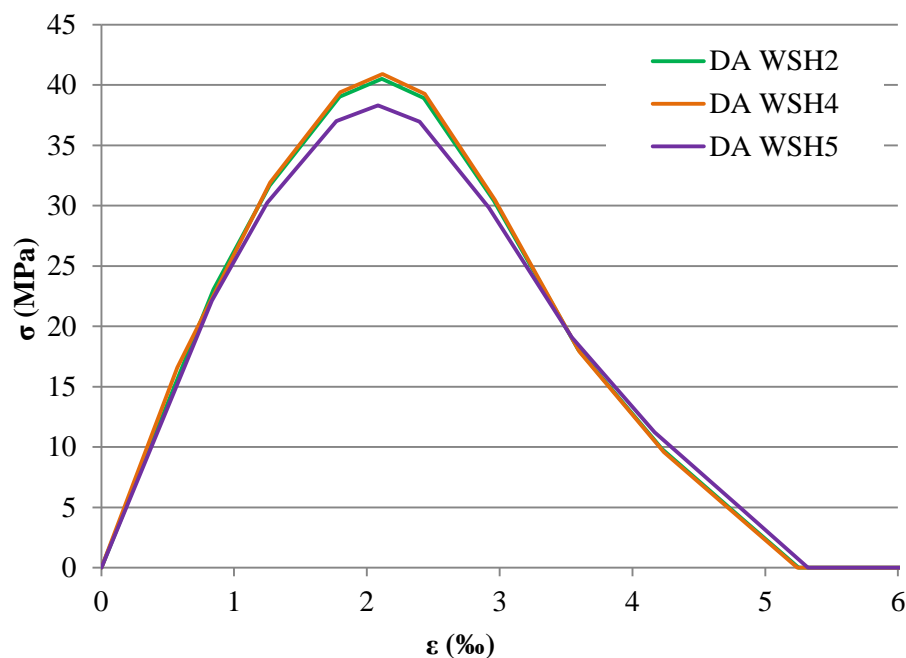
Pela instrumentação descrita por Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990), os deslocamentos são medidos desde a viga robusta de topo até a superfície anterior, abaixo do bloco. Logo, também foram simulados o bloco e a viga de topo, apesar de sua robustez e excesso de armadura.

3.6 DAZIO, BEYER E BACHMANN (2009)

As paredes abordadas desta referência são as WSH2, WSH4 e WSH5. A caracterização dos autores consta resultados de resistência à compressão do concreto em amostras cilíndricas e cúbicas. Toma-se apenas os resultados da amostra cilíndrica, visto que é a partir desta que é expressa a relação entre tensão e deformação uniaxial adotada. Assim,

usando a envoltória descrita por Chang e Mander (1994), chega-se ao comportamento descrito na Figura 3.10.

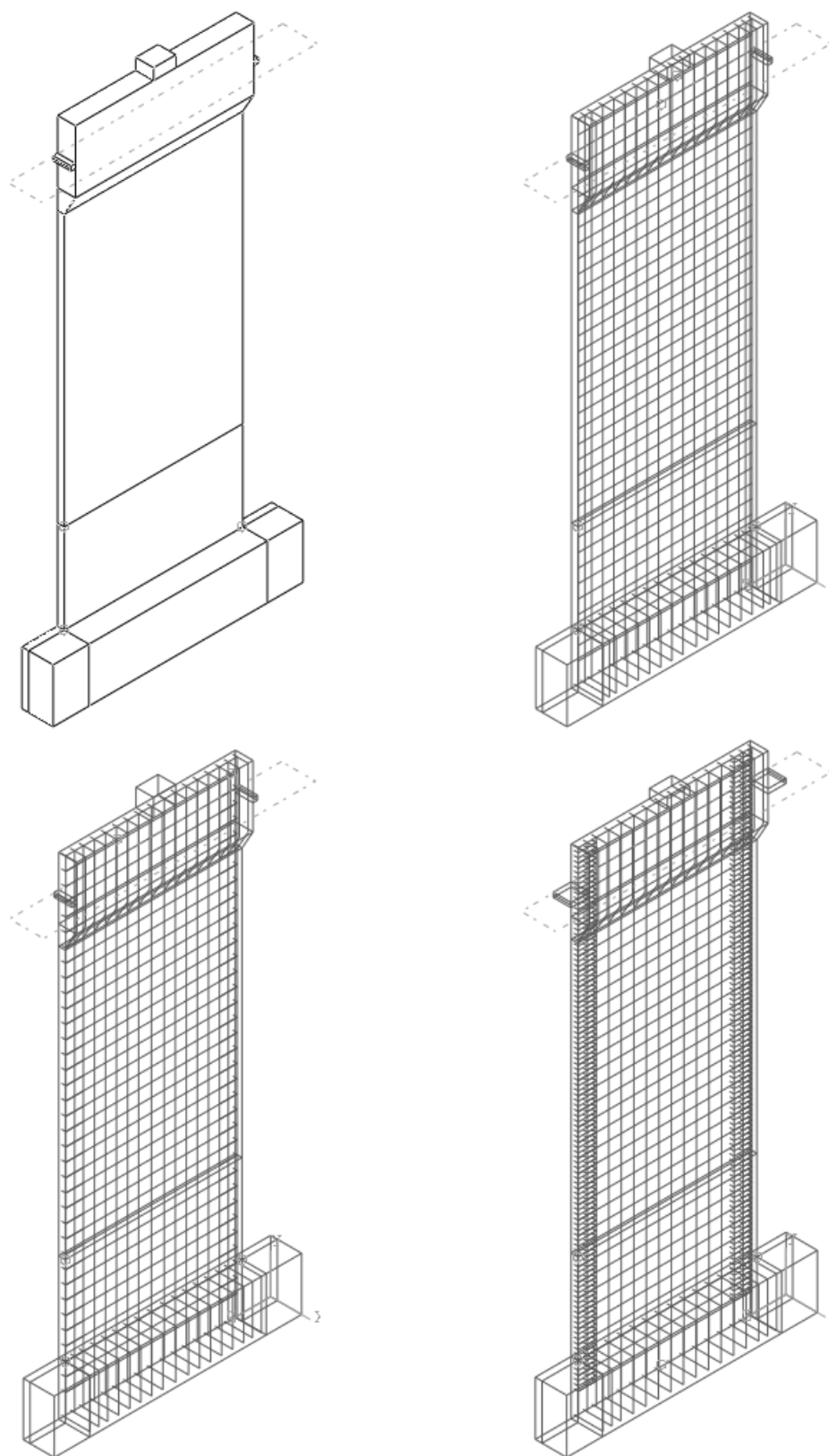
Figura 3.10. Relação tensão-deformação uniaxial das paredes DA WSH2, WSH4 e WSH5.



Neste caso, faz-se apenas a modelagem tridimensional, portanto a relação entre tensão e deformação uniaxial do concreto confinado não é de interesse, pois novamente, deseja-se que a simulação considere o comportamento triaxial da região confinada.

A geometria do concreto é descrita por elementos de bloco C3D4 com refinamento da malha baseado na norma de energia. A Figura 3.11 mostra o constructo de todos os protótipos e a armadura de cada um.

Figura 3.11. Representação do sólido de concreto (à esquerda superior) e armaduras da parede DA WSH2 (à superior direita), DA WSH4 (à inferior esquerda) e DA WSH5 (à inferior direita).



Finalmente, a força axial é aplicada no topo com auxílio de um bloco que simula o aço. Como a força axial é aplicada por cabos pré-tensionados, a não linearidade geométrica deve considerar também o giro da força externa, que acompanha o giro da estrutura.

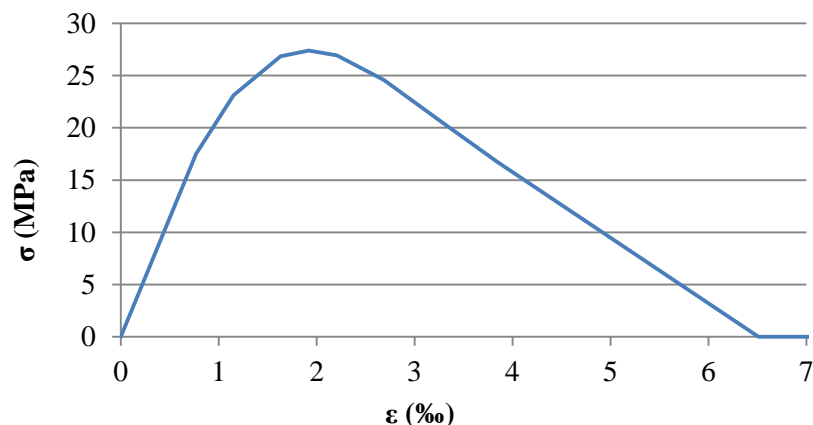
A força lateral também é aplicada por um bloco auxiliar com propriedades de aço, porém com controle de deslocamentos no intuito de se abordar o pós-pico.

3.7 ALARCON, HUBE E DE LA LLERA (2014)

Neste caso, são três paredes idênticas, exceto pela força axial aplicada.

Aplicando a resistência média a compressão do concreto às equações recomendadas por Chang e Mander (1994), chega-se ao comportamento adotado, que é ilustrado na Figura 3.12.

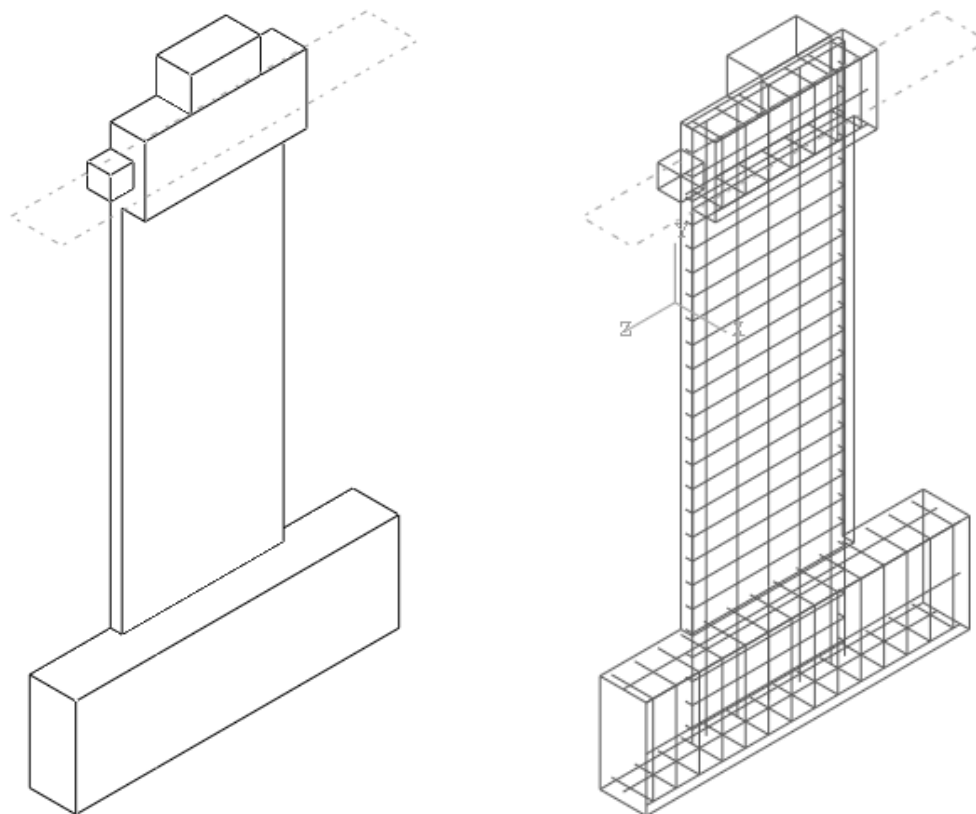
Figura 3.12. Relação tensão-deformação uniaxial das paredes AL W1, W2 e W3.



Para a construção do modelo tridimensional destas paredes, o elemento sólido C3D4 é usado para o concreto que contém elementos de treliça T3D2, que simulam a armadura, assim como nas outras abordagens; se aplica a relação constitutiva de CDP para o concreto e para o aço assume-se relação bilinear.

Na Figura 3.13 é representada a região de sólidos e a armadura.

Figura 3.13. Representação do sólido de concreto (à esquerda) e da armadura (à direita) da modelagem tridimensional das paredes AL W1, W2 e W3.



Uma especificidade desta simulação é a não consideração da não linearidade geométrica, pois no experimento os autores usaram pórtico aparte, de maneira que a força se mantém centrada.

Quanto a forma de aplicação dos esforços, ambas são impostas na estrutura com auxílio de blocos que simulam o aço. A força axial é tratada como força aplicada, enquanto a força lateral é imposta por deslocamentos.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A apresentação dos resultados é separada em momentos distintos, o primeiro em que constam os resultados oriundos de tipos diferentes de modelagem de paredes de concreto armado no intuito de se escolher apenas um para se analisar na sequência. A abordagem de simulação a ser adotada é a que melhor se assemelhar aos resultados experimentais. Em sequência, consta a calibração do tipo de modelagem eleita. Então apresentam-se simulações adicionais e finalmente, a geração de equações para determinação de respostas mecânicas da análise estrutural a partir dos resultados das simulações e a verificação de significância de cada modelo de regressão proposto.

Para experimentos sem rotinas de carregamento monotônico é oportuno estimá-la a partir do cíclico. Isso é relevante também pelo fato do acervo de experimentos cíclicos ser maior, e por abordar ambos neste trabalho, tal conversão é relevante para discussão dos resultados.

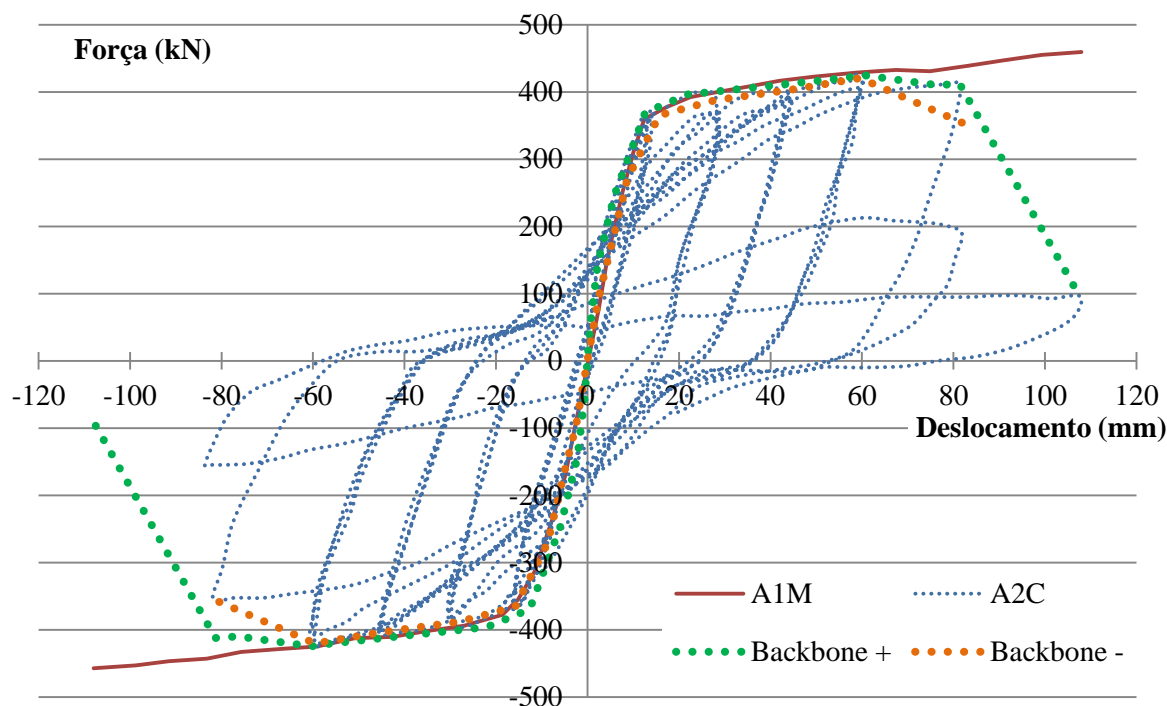
Para comparar curvas de simulações e experimentos monotônicos e cíclicos, baseia-se no trabalho de Ghorbani-renani (2009), que apresenta dois pares de paredes com propriedades geométricas e físicas idênticas, inclusive com mesmo lote de concretagem, porém com rotinas de carregamentos distintas.

As paredes A1M e A2C consistem em tal caso: tomando o experimento cíclico e ligando os pontos extremos de cada ciclo, obtém-se a curva *backbone*. Porém é possível que no final do primeiro ciclo de carregamento a parede apresente comportamento não linear. Porém se for tomado apenas o ponto final do ciclo, tal não linearidade não é observada.

Logo, além dos pontos que formam a *backbone*, também são incluídos pontos intermediários no trecho ascendente inicial. Para diferenciar a direção da força aplicada, tais curvas são referenciadas neste texto como “*backbone+*”, se forem as curvas *backbone* modificadas na direção em que ocorre o primeiro ciclo na primeira direção ensaiada, e “*backbone-*” se forem as curva *backbone* modificada na direção do primeiro ciclo na segunda direção ensaiada.

Tomando as paredes A1M e A2C apresentadas por Ghorbani-renani et al (2009), e formando curvas *backbone* modificadas explicadas, obtém-se os resultados como mostra a Figura 4.1.

Figura 4.1. Força por deslocamento no topo das paredes A1M e A2C e curvas *backbone* modificadas de cada primeiro ciclo a cada direção.



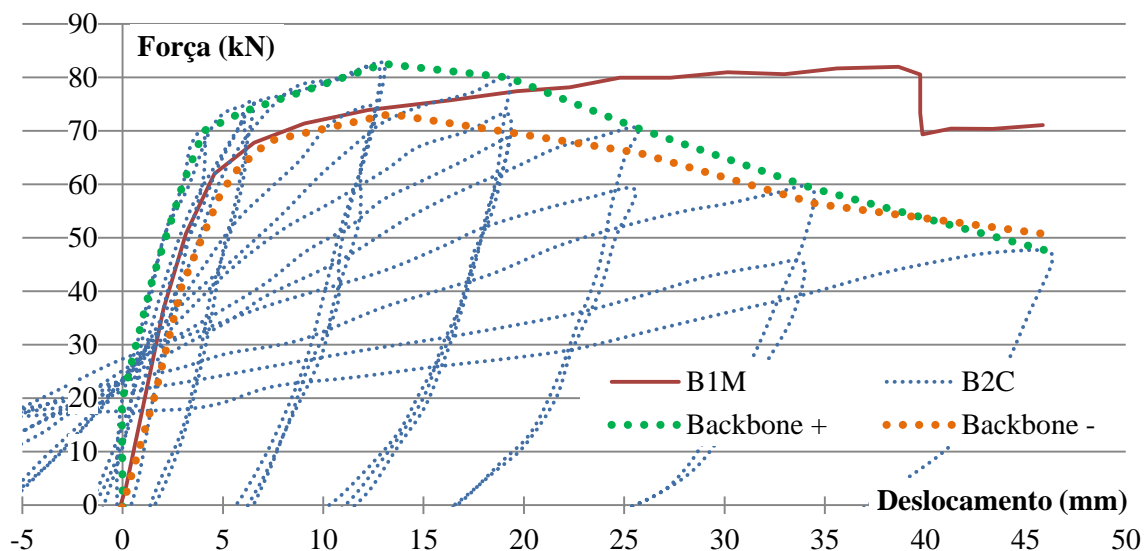
É notável que ao comparar as curvas *backbone* modificadas e a curva monotônica, observa-se que enquanto o carregamento cíclico aumenta sua capacidade portante as curvas citadas ficam muito próximas entre si.

Uma maneira mais didática para compreensão do sinal positivo e negativo indicados é observar que na Figura 4.1, no primeiro quadrante a curva “*backbone +*” tangencia os pontos extremos da curva A2C, entretanto no terceiro quadrante, é a curva “*backbone-*” que tangencia os pontos da curva A2C.

No gráfico também é visto que há ciclos de carregamento cujo ponto extremo não é incluído. Isso ocorre porque só é levado em conta o primeiro ciclo em cada direção, e tais ciclos são apenas repetições de um mesmo deslocamento já imposto anteriormente no experimento.

Repetindo a mesma lógica para as paredes B1M e B2C por Ghorbani-renani (2009), obtém-se as curvas descritas na Figura 4.2, que foca apenas no lado positivo, isto é, a situação em que o deslocamento e força no topo tem o sentido adotado para o primeiro ciclo.

Figura 4.2. Força por deslocamento no topo das paredes B1M e B2C em seu primeiro quadrante, e curvas *backbone* modificadas de cada primeiro ciclo a cada direção.

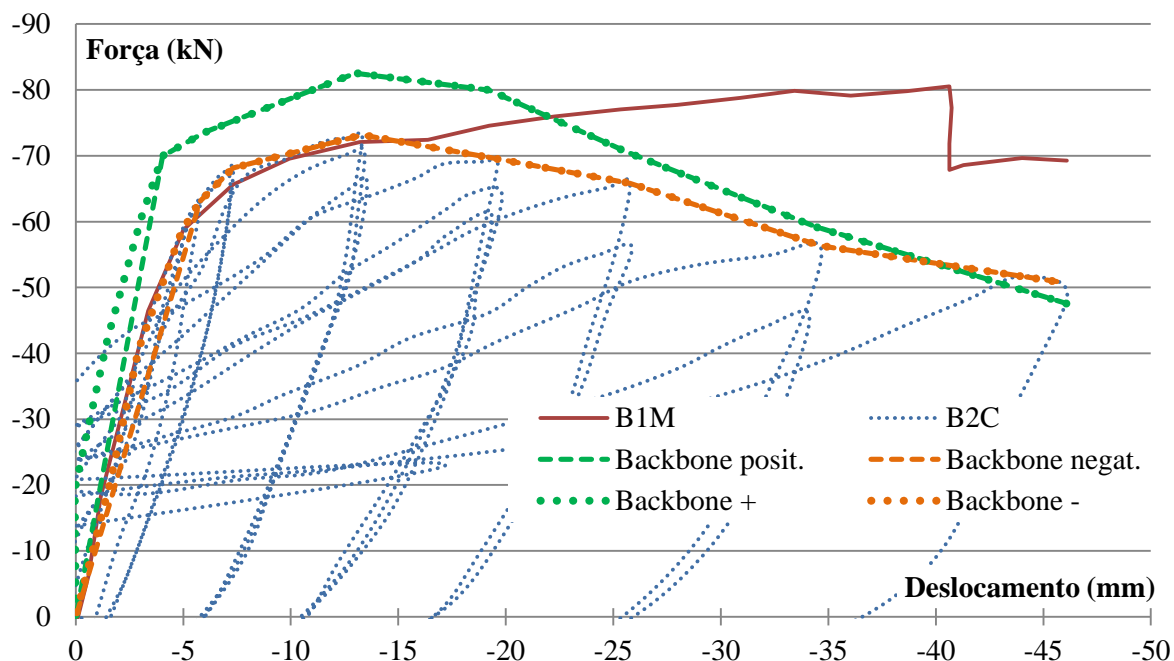


No caso da parede B2C observa-se um acréscimo de capacidade portante inusitado apenas na direção de carregamento positivo, visto que duas paredes fielmente idênticas e sujeitas ao mesmo esforço apresentam o mesmo comportamento. Porém o gráfico aponta que a parede apresenta rigidez muito maior em uma direção, e sem que tenha ocorrido a primeira inversão na direção do carregamento.

Tomando apenas a curva “*Backbone -*” é possível confirmar novamente que esta se aproxima muito da curva do ensaio monotônico B1M até o momento em que a parede sujeita a esforços cíclicos passa a perder capacidade portante, a partir do qual as curvas divergem.

O comportamento das paredes B1M e B2C em seu lado negativo, isto é, a direção em que ocorre os ciclos pares, é descrito na Figura 4.3.

Figura 4.3. Força por deslocamento no topo das paredes B1M e B2C em seu terceiro quadrante, e curvas *backbone* modificadas de cada primeiro ciclo a cada direção.



Ao focar na reta que parte da origem, observa-se o porquê de se utilizar a *backbone* modificada proposta: nota-se que na *backbone* padrão o primeiro ponto despreza trechos consideráveis em que se observa não linearidades, e isso ocorre especialmente em estruturas de concreto armado, em que o comportamento não linear é tão predominante devido a fissuração, inicialmente, e ao escoamento e encruamento da armadura.

Tendo em vista as comparações discutidas, para quaisquer ensaios cíclicos de interesse neste estudo, monta-se a curva *backbone* e então são adicionados pelo menos três pontos entre a origem e o primeiro ciclo para estabelecer a não linearidade observada em tal trecho. Tal curva é referência para os resultados enquanto a força lateral se manter próxima ao pico. O comportamento seguinte é desprezado, pois há incerteza sobre o observável no caso da rotina de carregamento ser monotônica.

Para facilitar a distinção e identificação entre as paredes mencionadas, elas são nomeadas no presente trabalho usando as duas primeiras letras do primeiro autor. Portanto, as ensaiadas por Ghorbani-Renani et al (2009) são mencionadas como GH W1 para a A1M e A2C, GH W2 para as paredes B1M e B2C. O espécime descrito por Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990) por LE SW12. Os por Dazio, Beyer e Bachmann (2009) são identificados por DA WSH2, DA WSH4 e DA WSH5. Finalmente, adota-se AL W1, W2 e W3 para os experimentos de Alarcon, Hube e de La Llera (2014).

4.1 MODELOS PRELIMINARES E ESCOLHA DO TIPO DE MODELAGEM

Levantadas as diversas opções de tipos de modelagem disponíveis, é oportuno eleger um mais adequado às necessidades presentes. As abordagens que são consideradas nesta pesquisa são o modelo de barra, de casca e de sólidos, respectivamente, elementos uni, bi e tridimensionais.

Os resultados experimentais escolhidos para comparação inicial são os de Ghorbani-Renani et al (2009) e de Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990), por terem carregamento monotônico, podendo fazer comparação direta com a simulação. Os experimentos cíclicos são de comparação mais complexa, pois sua resposta depende da rotina de carregamento aplicada e também mais vulnerável à relação constitutiva, que deve considerar comportamento na histerese.

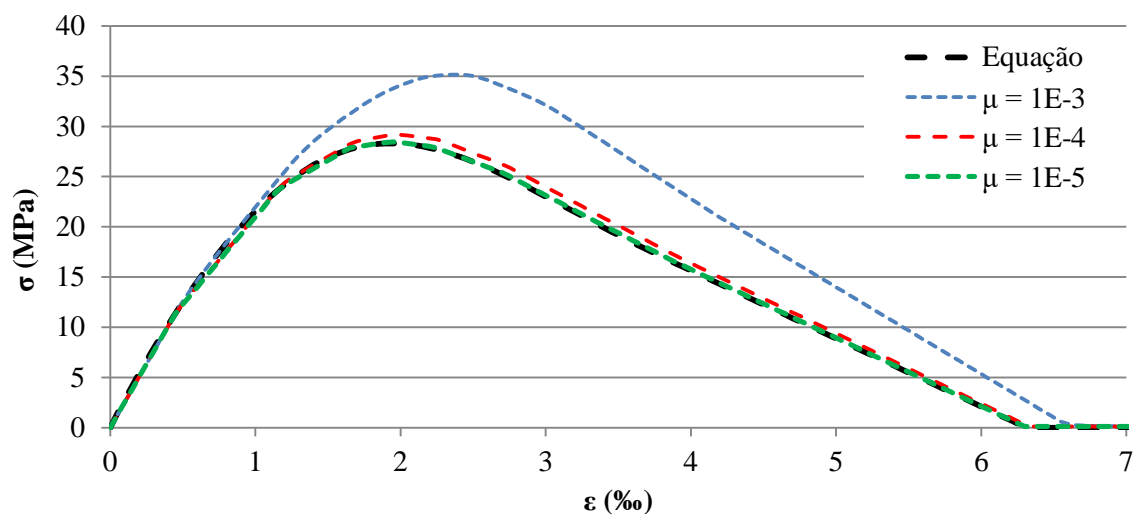
4.1.1 Comparados aos experimentos por Ghorbani-Renani et al (2009)

Ao construir modelos usando elementos finitos de casca e sólido, há necessidade de considerar materiais cuja relação constitutiva seja coerente com a situação multiaxial de carregamento, por exemplo, o CDP. Algumas variáveis do CDP ainda não são consenso na literatura, como visto. Portanto, há necessidade de calibrá-los.

Um parâmetro propício de se avaliar preliminarmente é viscosidade, que é uma variável com o intuito de facilitar a convergência numérica. O valor da viscosidade deve ser pequeno o bastante para que não leve a resultados errôneos. Na literatura, os valores adotados estão próximos ao valor de $1E-3$, assumido aqui como valor máximo, atribuído partindo dos valores presentes na Tabela 2.10.

Ao tomar-se a relação constitutiva de Chang e Mander (1994) e aplicar-se para os parâmetros Quanto aos outros parâmetros Ψ , ϵ , (f_b/f_c) e K_c , respectivamente: 38; 0,1 ; 1,16 e 0,667. Para avaliar a influência da viscosidade, testa-se elementos cúbicos C3D8 sujeitos a tensões apenas em uma direção, enquanto as outras permanecem isostáticas. Ao testar-se na compressão os valores de viscosidade μ sendo $1E-3$, $1E-4$ e $1E-5$, chega-se à relação tensão deformação da Figura 4.4.

Figura 4.4. Relação tensão-deformação compressiva do concreto da parede A1M segundo a viscosidade.

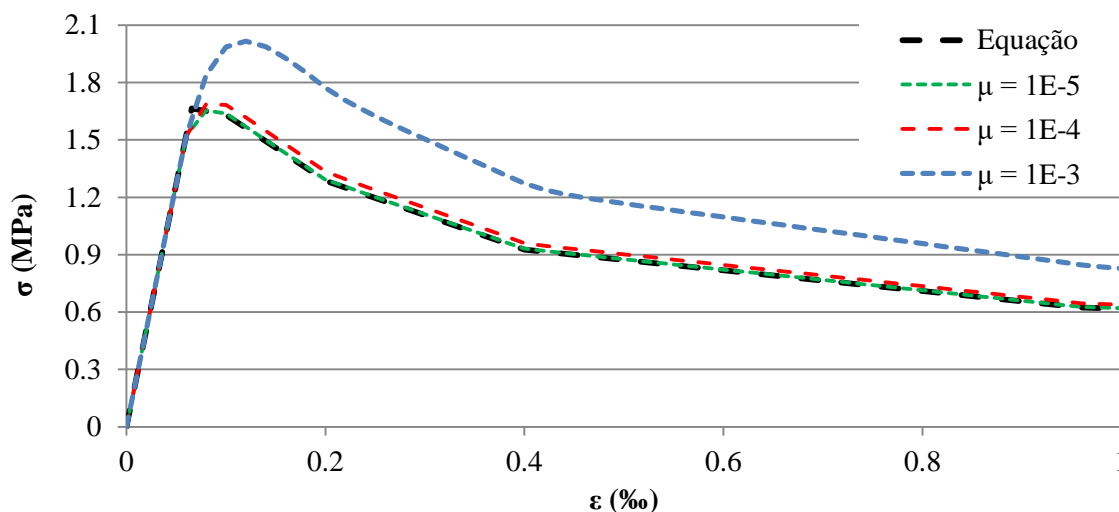


Observa-se os valores admitidos para viscosidade podem levar a alterações significativas da relação tensão-deformação. Por exemplo, atribuindo ao parâmetro 1E-3 obtém-se uma tensão de pico 24% maior do que o esperado para as condições propostas, enquanto ao adotar 1E-4, chega-se a uma curva tensão-deformação mais próxima da adotada, cujo pico de tensão é apenas 3% superior ao esperado. Finalmente, adotando-se 1E-5, o pico de tensão supera apenas em 0,6% a tensão de pico analítica.

Ao interpolar linearmente os valores de viscosidade e seus respectivos acréscimos de pico de resistência, e permitindo arbitrariamente 1% de acréscimo na tensão de pico, chega-se a viscosidade máxima de 2,15E-5.

Aplicando o mesmo raciocínio e tracionando o modelo de maneira isostática, chega-se a relação na tração que consta na Figura 4.5.

Figura 4.5. Relação tensão-deformação na tração segundo a viscosidade.



Novamente observa-se acréscimo substancial nas tensões de pico. Lembrando que nesta abordagem, o concreto na tração deve crescer linearmente até o pico, e então apresentar amolecimento. De maneira semelhante, encontrou-se para os valores de viscosidade de 1E-3, 1E-4 e 1E-5 tensões de pico cuja razão em relação ao valor de resistência à tração adotado resulta em 1,21; 1,01 e 0,994, respectivamente.

Assumindo que a dispersão percentual da tensão de pico seja uma função linear da viscosidade, estima-se para obter dispersão máxima de 1%, a viscosidade máxima permitida é de 5,8E-5. O valor obtido na compressão é de 2,15E-5 e portanto é o adotado como máximo por ser o limite.

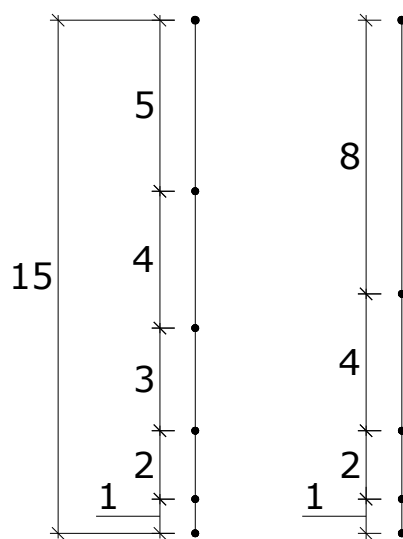
4.1.1.1 Modelagem por elementos de barra

A modelagem com elementos de barra com fibras supõe vários pontos de integração espalhados pela barra, nos quais a seção fornece a rigidez em função das fibras supostas. Cada barra é calculada separadamente, portanto esta abordagem também é sensível à discretização, que não deve grosseira.

Assim, propõe-se aqui uma análise em que se aumenta a discretização e confere-se os resultados, até que modifica-la não tenha influência significativa sobre a resposta.

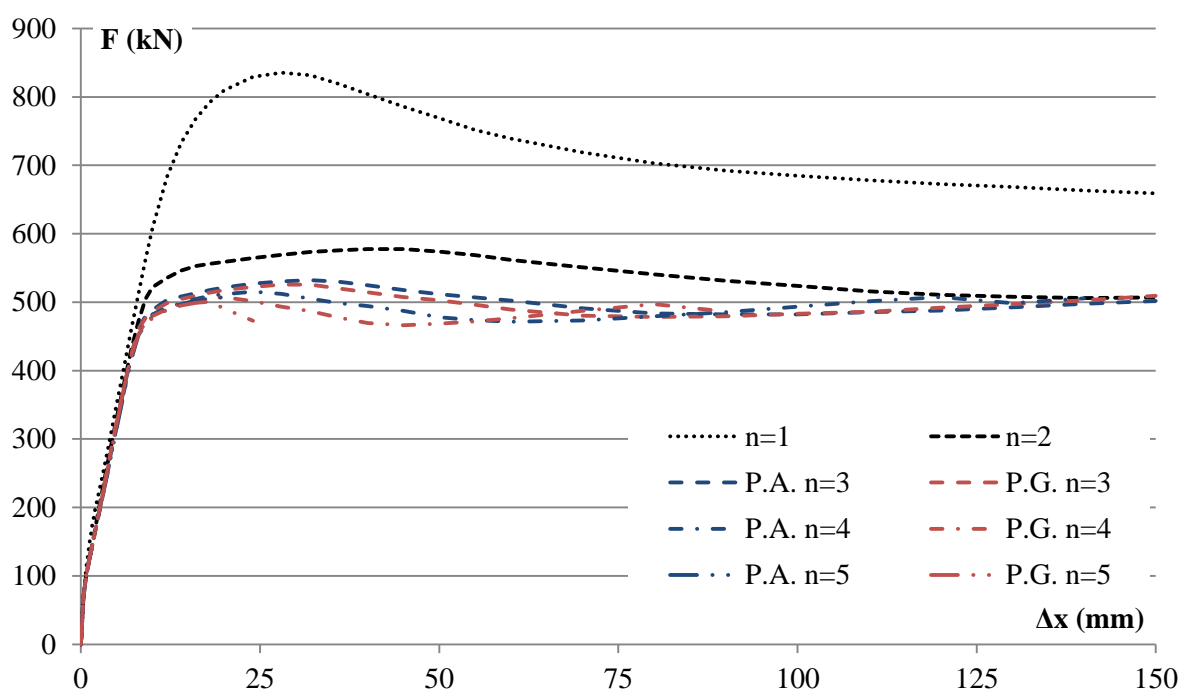
Também se sabe que há maior influência da malha nas vizinhanças nos pontos em que ocorrem não linearidades físicas, por exemplo, a plastificação. Propondo maior número de elementos próximo do engaste, lugar em que há maior momento fletor, idealiza-se uma discretização baseada em progressão aritmética PA ou geométrica PG. A Figura 4.6 ilustra uma barra composta por vários elementos, cujos comprimentos crescem conforme a altura total, seguindo uma PA ou PG.

Figura 4.6. Discretização de uma barra em progressões aritmética e geométrica com razões 1 e 2, respectivamente.



Fixou-se que cada elemento de barra possui 10 pontos de integração. No caso de progressão aritmética, escolheu-se razão igual ao comprimento da menor barra; para a progressão geométrica, escolheu-se arbitrariamente razão dois. Sendo n o número de elementos, a Figura 4.7 apresenta os resultados das análises.

Figura 4.7. Resultados para modelagem unidimensional em função do número de elementos n .

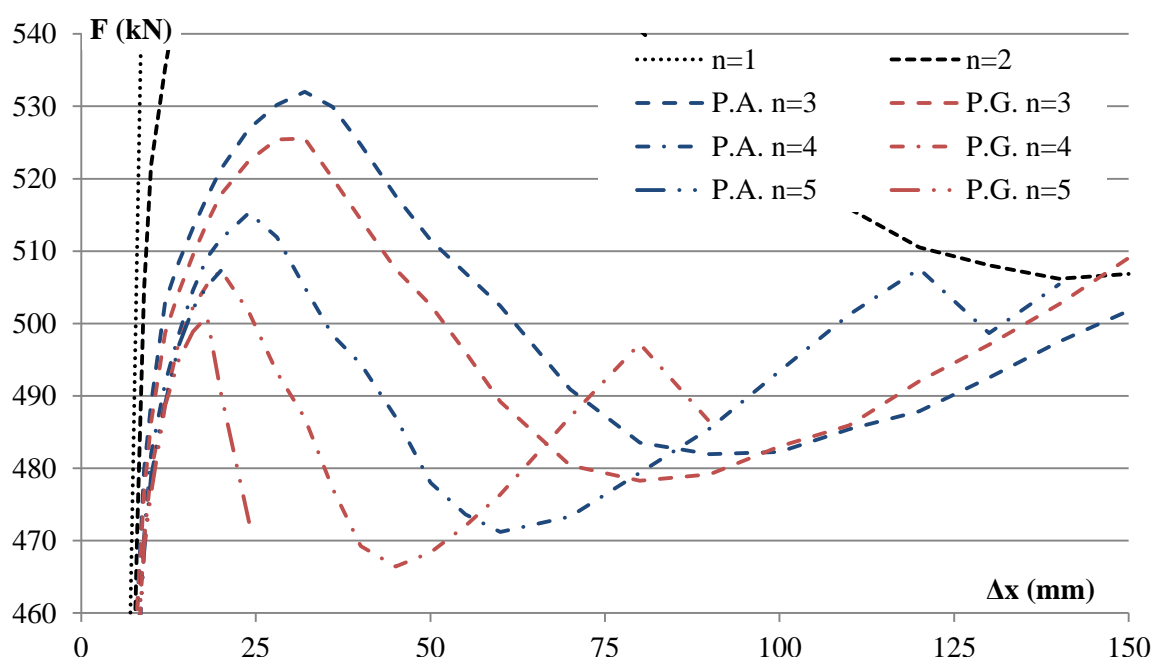


Observa-se que próximo à origem a rigidez é a máxima, o que é esperado pois o concreto ainda apresenta tensões de tração. Então há outra etapa de grande rigidez, em que as tensões de tração no concreto são pequenas, porém não há perda de capacidade ou

amolecimento. Estes comportamentos são próximos ao esperado nos Estádios I e II, respectivamente. Nesta fase, que se aproxima de 500kN no gráfico, nota-se que a discretização escolhida tem pouco impacto nos resultados.

Porém, ao aumentar o deslocamento imposto no topo, nota-se que a força resistida pelo sistema se mantém, sugerindo comportamento não linear generalizado na seção. Observa-se que o número de elementos afeta significativamente os resultados. Ao focar apenas na parte em que os resultados mais divergem na Figura 4.7, obtêm-se a Figura 4.8.

Figura 4.8 Força por deslocamento no topo do modelo por barras da parede GH W1 em função da malha.



Conforme aumenta-se o número de barras, observa-se maior dificuldade para convergência das análises, por exemplo, na Figura 4.8 é visível que a análise seguindo PG com 5 elementos parou quando o deslocamento se aproxima de 25mm, enquanto as outras análises, com menos elementos, conseguiram avançar mais. É importante destacar que os resultados são obtidos ao se aplicar diversos algoritmos de convergência numérica, caso o algoritmo anterior não convirja.

Focando apenas na progressão geométrica, pois nos gráficos ela aparenta se aproximar mais do resultado definitivo com o mesmo número de elementos, um dos fatores que podem atrapalhar a convergência é a grande razão adotada. Reduzindo a razão, e buscando aumentar o número de elementos e ainda obter convergência.

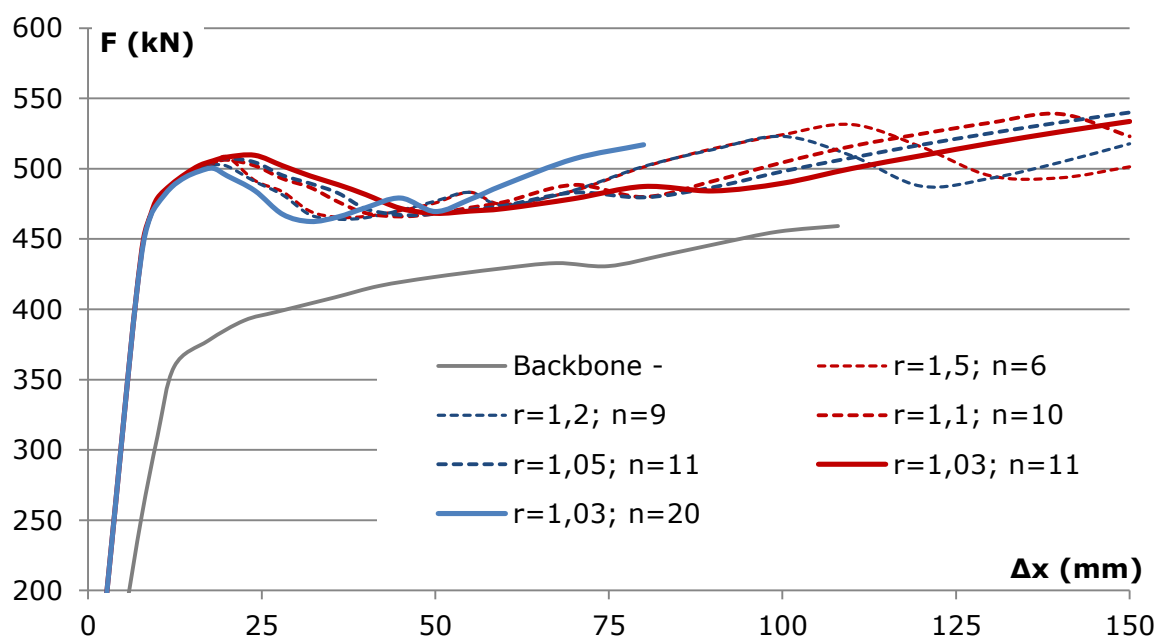
Portanto, usando progressões geométricas com 1,5 de razão, para reduzir o acréscimo anterior de 100% para um mais brando de 50%, conseguiu-se convergência com até 6 elementos. Usando razão de 1,2, 9 elementos. Os modelos com estes problemas são o modelo

com comprimentos de barra que seguem uma P.A. com 5 elementos e os que seguem uma P.G. com 4 e 5 elementos.

Um dos motivos que pode levar à instabilidade numérica é a grande discrepância entre as dimensões das barras. Reduzindo o crescimento da progressão geométrica pela metade, isto é, alterando-se a razão para 1,5, refaz-se as análises. Enquanto os resultados da Figura 4.8 se limitam a 5 elementos por motivos de problemas de convergência, ao discretizar os elementos com dimensões progressivas mais suaves seguindo uma P.G. com razão 1,5, obteve-se convergência para 5 elementos, porém não funciona ao aumentar para 6.

Tentando progressivamente reduzir a razão da P.G. e aumentar o número de elementos, chega-se aos resultados da Figura 4.9.

Figura 4.9. Força por deslocamento no topo do modelo por barras da parede GH W1 em função da malha.



Ao analisando a Figura 4.9, nota-se que o modelo de barras prevê um pico, uma breve queda da capacidade portante, e então manutenção da força lateral resistente, um tanto diferente do comportamento experimental, cuja capacidade portante é crescente por todo gráfico, além do modelo superestimar a força lateral resistida.

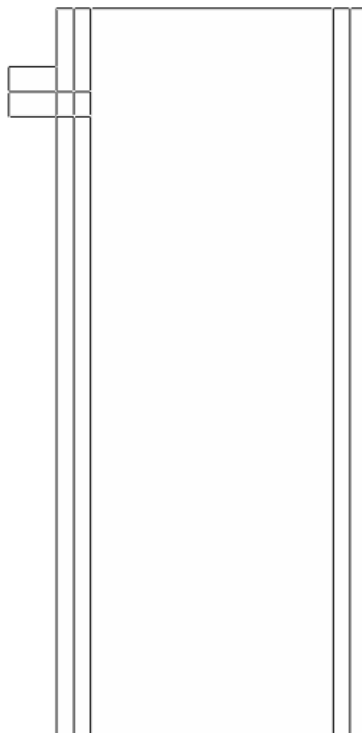
Isso se justifica pelo não acoplamento entre força cortante, força axial e momento fletor. Além disso, a rigidez excessiva categórica do modelo é explicada pela ausência do deslocamento advindo do esforço cortante, não incluído nesta formulação.

4.1.1.2 Modelagem por elementos de casca

A parede A1M é montada em forma de elementos bidimensionais. As divisões adotadas são em faixas na vertical: da esquerda até o centro, uma faixa com concreto não

confinado, uma faixa com concreto confinado e a alma da parede. Além disso, no ponto de aplicação da força lateral no ensaio é introduzido um bloco elástico a fim de simular um elemento metálico impondo ações, como ilustra a Figura 4.10.

Figura 4.10. Força por deslocamento no topo do modelo por cascas da parede GH W1.



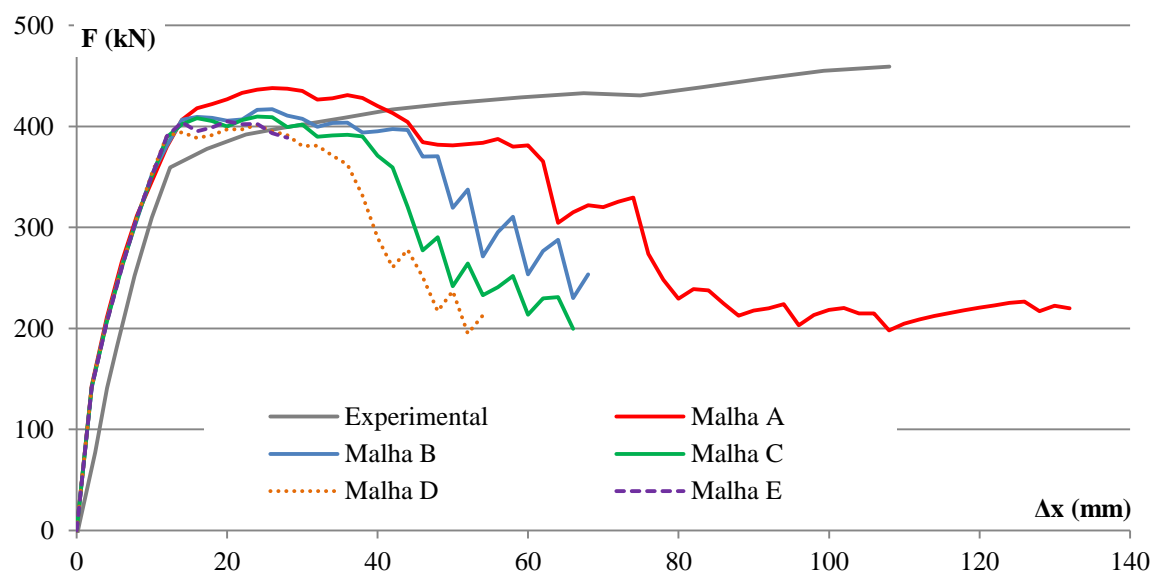
Frisando, aplica-se a relação constitutiva pela teoria do CDP, adotando os parâmetros Ψ , ϵ , (f_b/f_c) , K_c e μ , respectivamente: 38; 0,1 ; 1,16, 0,667 e $1e-5$, e relação uniaxial que segue a equação envoltória proposta por Chang e Mander (1994) e utilizando o dano por Birtel e Mark (2006).

É interessante assegurar-se que a malha está refinada de maneira satisfatória. Para isso, ela é refinada até que os resultados não se alteram significativamente com o refinamento. Testando-se as malhas A, B, C, D e E, cuja distância entre os nós é de 20, 10, 6,67; 5 e 4 centímetros.

Observou-se dificuldade de convergência, que ocorre apenas nos incrementos iniciais, até aproximadamente 5% do andamento total esperado. Por tentativa e erro, notou-se que o dano é o único parâmetro que limita o andamento das análises.

Assim, adotando ainda outra formulação consolidada, que é a formulação de dano convencional, que é o mesmo sugerido por Pavlović et al (2013), obteve-se convergência. Os resultados para a força e deslocamento no topo seguem na Figura 4.11, e são calculados como função do refinamento da malha. Adota-se malhas de A, B, C, D e E, com nós distribuídos com distâncias entre si de, respectivamente: 20; 10; 6,67; 5; e 4 centímetros.

Figura 4.11. Resultados para modelo em casca da parede A1M com cascas de material composto e armadura por fina camada unidirecional.



Embora o resultado experimental esteja amostra para comparar, inicialmente são comparados entre si os resultados numéricos, cujo objetivo é confirmar a malha. Nota-se que o aprimoramento da malha comprometeu a convergência do sistema com cada vez com menos deslocamento aplicado, mas sempre no descarregamento. Isto quer dizer que o modelo com malha A, que é mais grosseira, é a análise que consegue aplicar maior deslocamento total; entretanto a análise com malha E, a mais refinada, aplicou apenas 14% do deslocamento imposto sobre a estrutura e então não mais apresenta convergência.

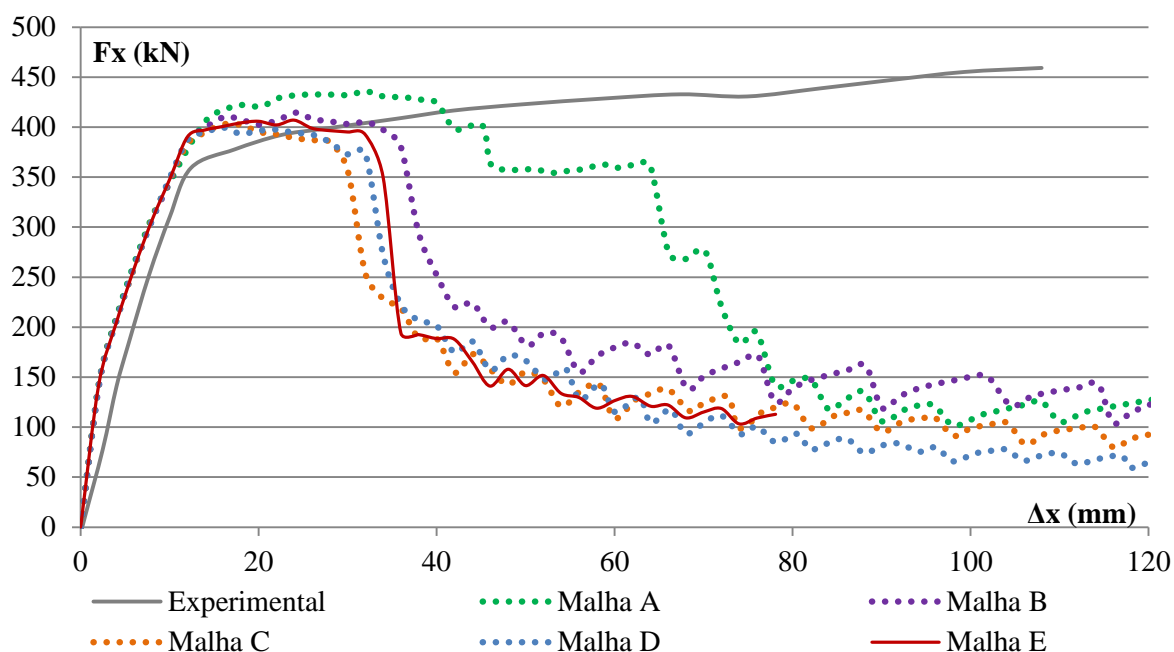
Por tentativa e erro, notou-se que o uso de seção do tipo composta para a casca é uma das atribuições que provocou dificuldades de convergência. A seção tipo composta foi o artifício usado para consideração de concreto confinado cercado por concreto não confinado num mesmo elemento de casca.

Assim, pode ser interessante uma abordagem de casca com material homogêneo. Assim a formulação dos elementos da borda para homogêneo de concreto não confinado, e considera-se o concreto confinado como se fosse uma barra de armadura.

Uma vantagem de se usar este artifício é que a contribuição de rigidez do concreto confinado também ocorre na direção axial, que é exatamente na qual as propriedades mecânicas são estimadas pelo modelo de confinamento de Mander, Priestley e Park (1988). Porém, uma desvantagem é que a contribuição de rigidez transversal do concreto confinado não é considerada, que fica apenas vinculada ao concreto não confinado. Para paredes curtas, o efeito do esforço cortante e das tensões cisalhantes se acentua, e tal abstração pode ser errônea.

Os resultados desta abordagem para a parede A1M são mostrados na Figura 4.12. A fim de certificar-se de que o refinamento é adequado, as malhas possuem diferentes níveis de refinamento: as malhas A, B e C possuem nós a cada 20, 10 e 5cm, respectivamente; as malhas D e E possuem nós a cada 5cm com refinamento na parte superior e inferior, respectivamente. A malha E é a de referência, por possuir maior número de elementos na posição em que há maior ocorrência de não linearidade física.

Figura 4.12. Resultados para o modelo de casca de material homogêneo somado a armadura como fina camada unidirecional.



Tendo em vista que a semelhança entre as malhas mais refinadas D e E, que diferem apenas após o pico e com uma queda de capacidade portante que difere bastante do comportamento esperado, verifica-se que refinamentos melhores que a malha E não devem alterar significativamente os resultados obtidos até a queda de capacidade após o patamar de pico, que é o enfoque deste trabalho.

4.1.1.3 Modelagem por elementos sólidos

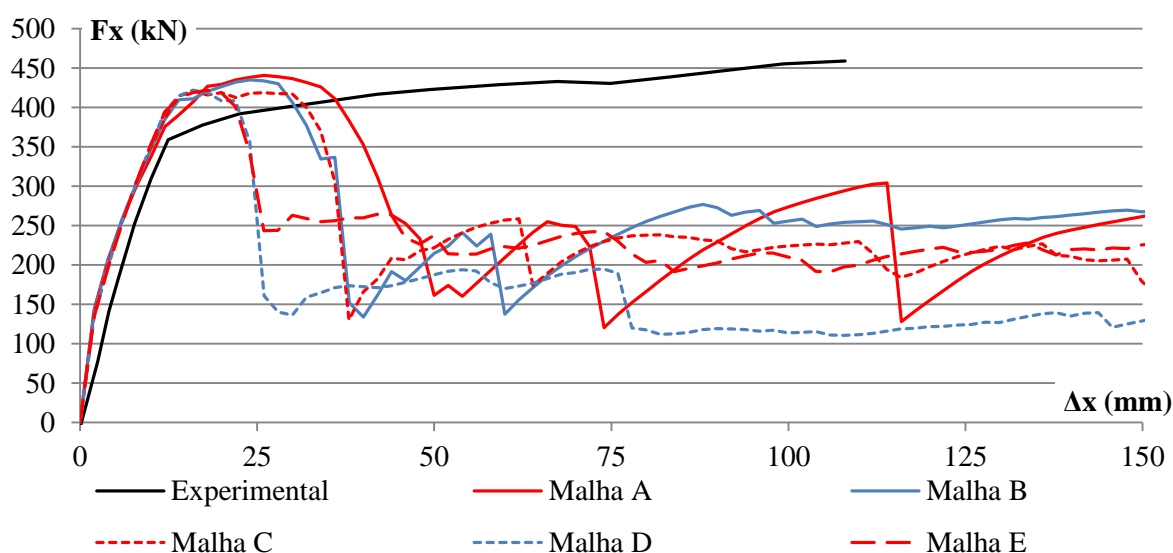
Quanto ao elemento finito, utiliza-se blocos com nomenclatura C3D8, isto é, os nós possuem 3 graus de liberdade e 8 nós; para a armadura, elementos de treliça com nomenclatura T3D2, os nós possuem 3 graus de liberdade e dois nós.

Para o concreto, usou-se as características padrão para o concreto, que é a relação constitutiva pelo modelo CDP, adotando os parâmetros Ψ , ϵ , (f_b/f_c) , K_c e μ , respectivamente: 38; 0,1 ; 1,16, 0,667 e $1e-5$, e relação uniaxial que segue a equação envoltória proposta por Chang e Mander (1994) e utilizando o dano por Birtel e Mark (2006).

Deve-se garantir que a malha está refinada de maneira satisfatória, para isso são construídas malhas refinando mais a cada caso, para comparar as respostas até que seu refinamento não altere significativamente os resultados observados.

Inicialmente não houve convergência assim como no caso dos elementos de casca. Por tentativa e erro, uma atribuição que impossibilitou convergência em todos os modelos é a formulação de dano proposta por Birtel e Mark (2006). Assim, alterando o dano para o mesmo modelo recomendado por Pavlović et al (2013), é feita novamente a análise e obtidos os resultados. Na Figura 4.13 constam os resultados obtidos para a força lateral e o deslocamento lateral no topo da parede.

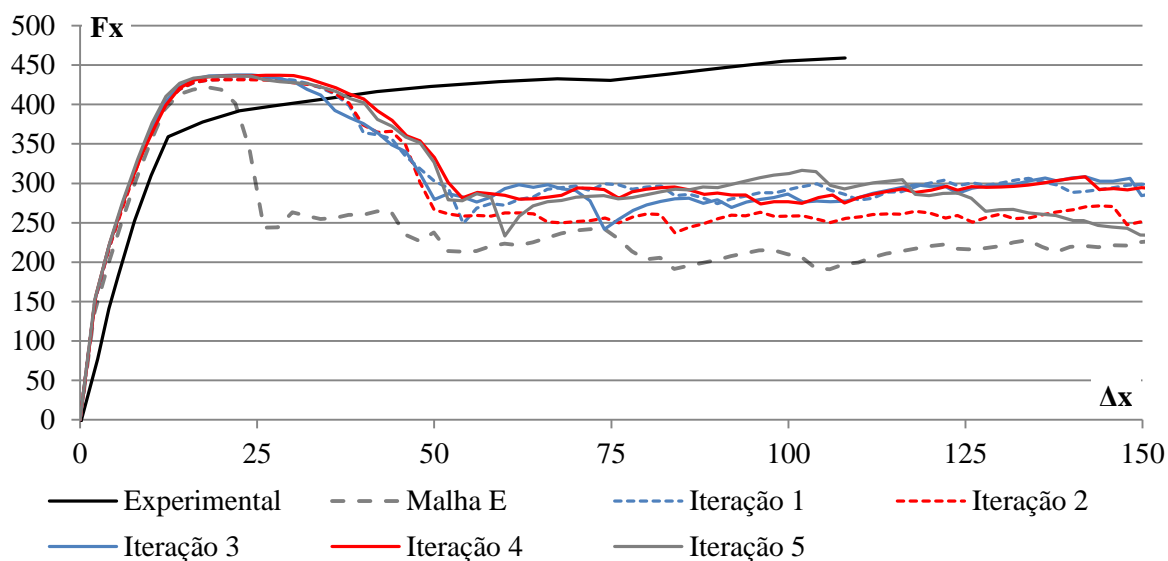
Figura 4.13. Resultados da modelagem tridimensional da parede GH W1 em função da malha.



Existe uma rotina de refinamento da malha utilizável nesta situação, baseada no erro da norma de energia (ZIENKIEWICZ; ZHU, 1987). Para isso, altera-se o elemento sólido, que na simulação anterior é o C3D8, e na presente é o C3D4, um elemento tetraédrico com 4 nós e 3 graus de liberdade por nó, que é necessário pra aplicação do algoritmo.

Partindo de uma malha cujos nós estão a aproximadamente 10cm (Malha B nas estruturas anteriores) de seus vizinhos, os resultados obtidos a cada iteração constam na Figura 4.14.

Figura 4.14. Resultados das simulações a cada iteração de refinamento da malha baseado na norma de energia.



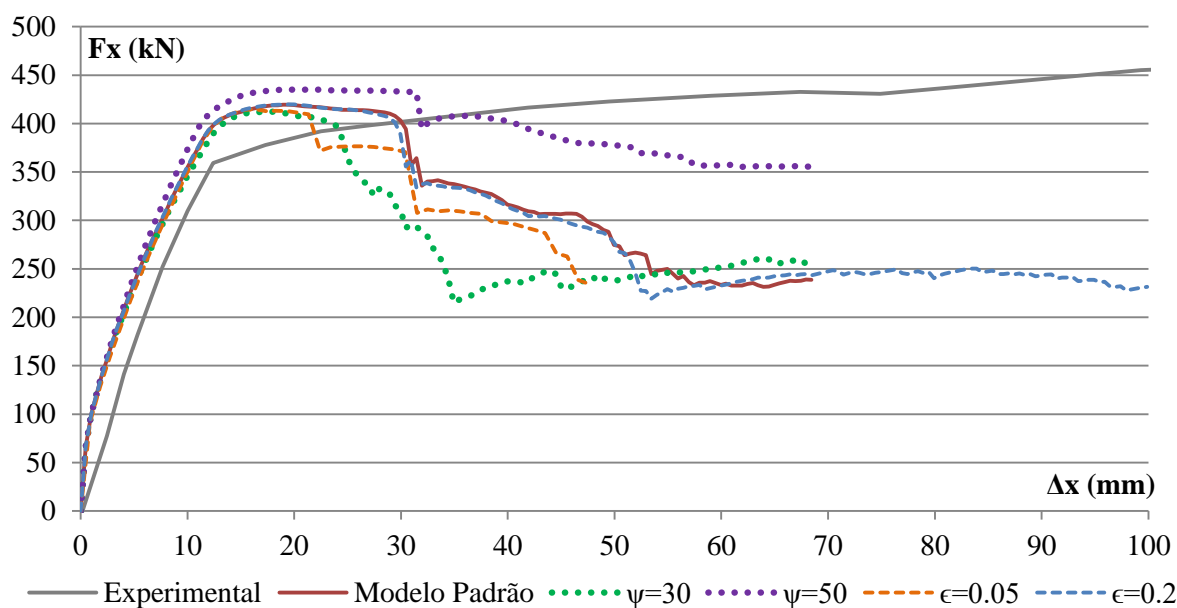
Com a malha suficientemente refinada, analisam-se as variáveis restantes, que correspondem às da relação constitutiva do concreto.

Como a viscosidade μ já foi fixada, restam os parâmetros Ψ , ϵ , (f_b/f_c) e K_c . Ressalta-se que os atributos padrão são, respectivamente: 38; 0,1 ; 1,16 e 0,667.

O ângulo de dilatação é atribuído como 30° e 50° , além do valor padrão, com o intuito de analisar os valores extremos propostos por boa parte das referências bibliográficas. Algumas exceções propõem valores como zero ou 90° . Como são situações específicas e atípicas tais atribuições não são avaliadas.

A excentricidade no CDP é testada como 0,05 e 0,2, a metade e o dobro do valor usual.

Na Figura 4.15 constam os resultados obtidos ao variar-se estes dois parâmetros comparados.

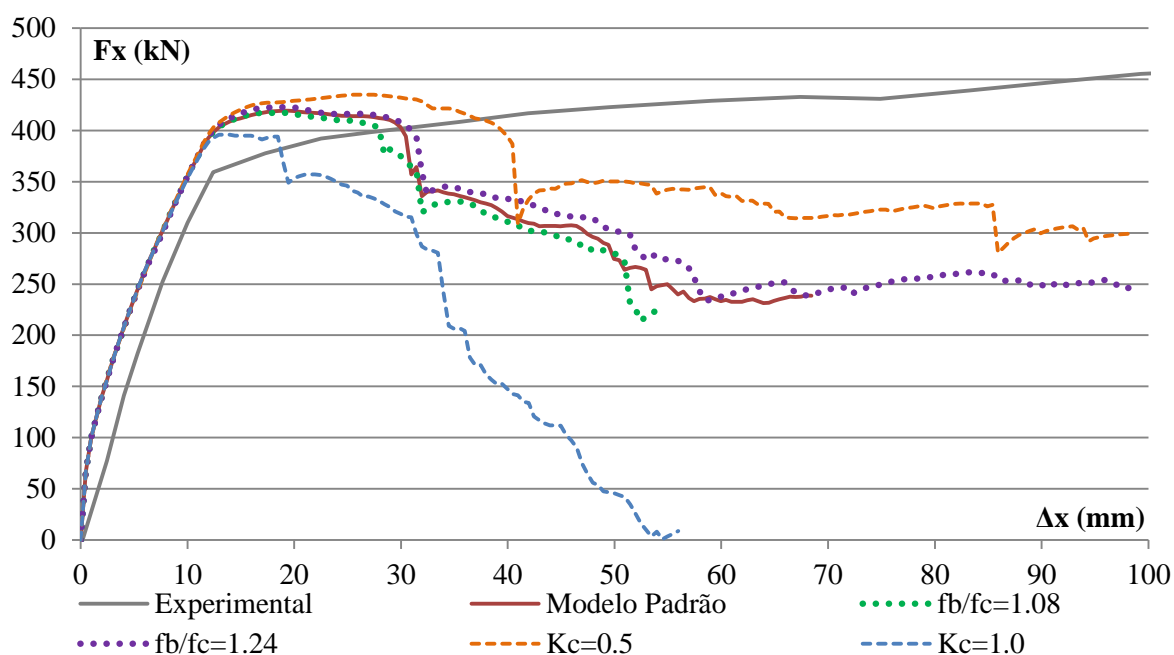
Figura 4.15. Resultado das em função dos parâmetros Ψ e ϵ do CDP.

Quanto à resposta em função do ângulo de dilatação, ao aplicar o valor extremo admitido como 30° obteve-se força de pico sensivelmente menor e menor ductilidade em relação à modelagem padrão. O oposto se observa ao aumentá-lo a 50° , com maior impacto na força de pico observada. Nota-se pela análise da Figura 4.15 que o ψ pode ser usado para determinar o comportamento devido ao confinamento do concreto, pois ambos são relacionados a ganhos de força de pico e ductilidade.

No que concerne à influência da excentricidade do material na resposta obtida, nota-se que uso da metade da excentricidade reduziu bastante a ductilidade, e dobrá-lo não apresenta diferenças significativas.

A relação entre as resistências biaxial e uniaxial f_b/f_c é padronizada como 0,1. Seguindo a mesma lógica, os valores adotados para analisar sua influência são sua metade e dobro. A relação entre os segundos invariantes de tração e compressão K_c possui valores extremos 0,5 e 1,0, que são os valores testados. Na Figura 4.16 constam os resultados de tais atribuições.

Figura 4.16 Resultado em função dos parâmetros (f_b/f_c) e K_c do CDP.

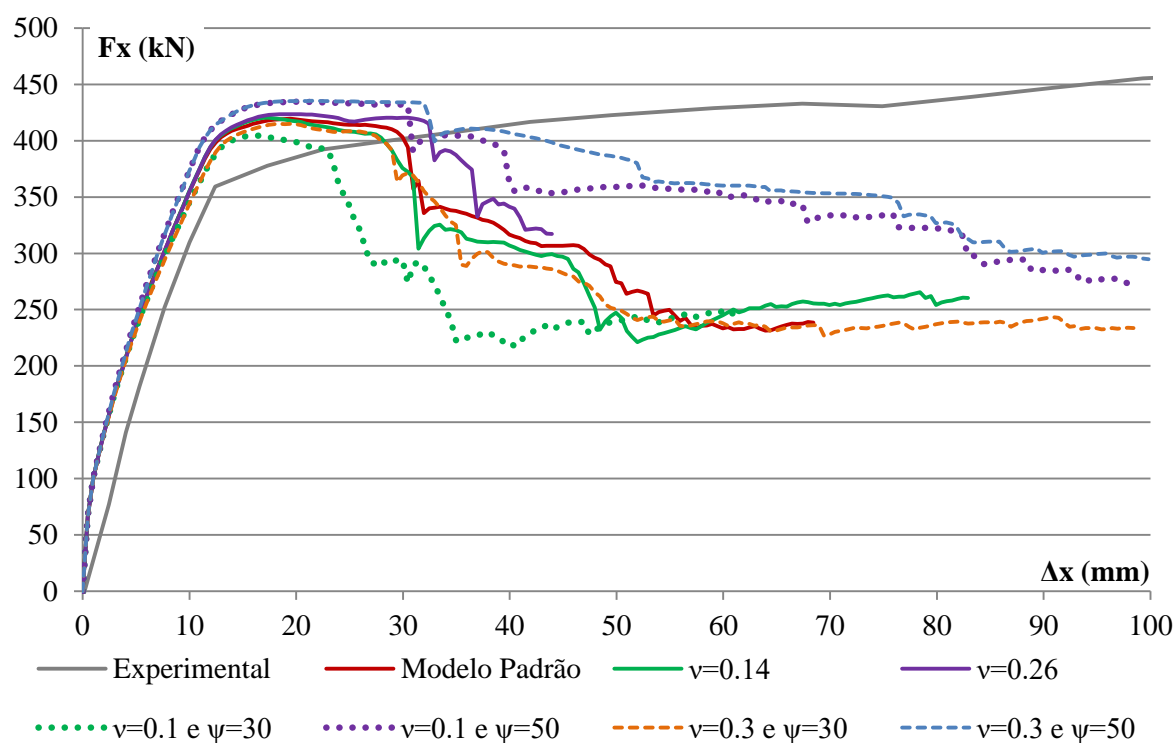


Nota-se grande impacto do fator K_c nos resultados: ao reduzi-lo ao valor mínimo sugerido de 0,5, obtém-se maior força de pico e ductilidade; o oposto também é verdadeiro, ao aumenta-lo a 1,0, força de pico e ductilidade caem.

A resposta obtida mostrou-se pouco sensível a alterações no quociente f_b/f_c .

Outro parâmetro de interesse é o coeficiente de Poisson ν . Como já verificado nas referências, este é consolidado como 0,2, embora existam fontes que sugiram desde 0,14 até 0,26. Para mérito de teste, tais valores são testados, e também atribui-se 0,1 e 0,3 juntamente com alterações no ângulo de dilatação ψ , visto que estes são determinantes do comportamento frente a tensões cisalhantes. A variação de ambos leva aos resultados da Figura 4.17.

Figura 4.17. Resultado em função do coeficiente de Poisson ν e do parâmetro ψ do CDP.



Comparando as soluções dos valores extremos de 0,14 e 0,26 à solução padrão, constata-se ganhos sensíveis de força de pico e pequeno de ductilidade ao aumentar o valor, que são reduzidos ao reduzir o ν . Isso é ressaltado pelas simulações com valores extremos de coeficientes de Poisson 0,1 e 0,3: mesmo sendo distantes da faixa recomendada para o concreto, a alteração na resposta não é grande. Os resultados reforçam a que o ângulo de dilatação ψ impacta na resposta.

Nota-se que o comportamento descrito varia bastante em função do ψ e K_c , principalmente no pico e pós pico. O primeiro influencia na força lateral de pico e ductilidade, e o segundo altera sensivelmente a força de pico e bastante a ductilidade.

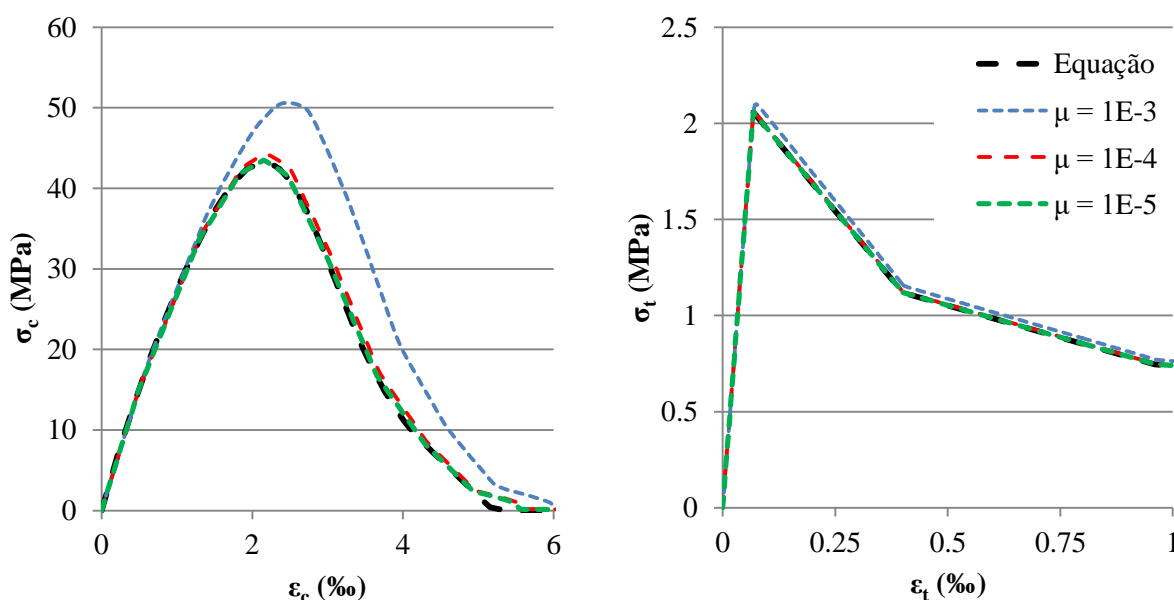
4.1.2 Comparados aos experimentos por Lefas et al (2009)

Baseado nos resultados utilizando elementos de barra, de casca e de sólidos para a parede GH W1 explícitos na seção 4.1.1, foca-se apenas nos elementos de casca e de sólidos. Isso é feito pois os resultados obtidos desviaram bastante do experimental, apresentaram vulnerabilidade à malha e dificuldade de convergência quando comparados aos outros tipos de elemento. Além disso, não consideram a interação entre tensões axiais e tangenciais com o tratamento refinado inerentes destes, nem o deslocamento provocado pelo cortante sem inclusão de mecanismos *ad hoc*.

Seguindo, procura-se analisar os resultados de modelagem com cascas e sólidos, porém testa-se a variável viscosidade do CDP, que é utilizada para melhorar a convergência do modelo, porém deve ser pequeno para não prejudicar os resultados. Faz-se aqui a análise preliminar do material, análoga à da seção 4.1.1: considera-se um modelo cúbico sujeito a tensões uniaxiais e verifica-se a relação entre tensões e deformações.

Para o material, que é o concreto, fixa-se as mesmas propriedades dominantes na bibliografia, isto é, relação constitutiva uniaxial de Chang e Mander (1994) e parâmetros Ψ , ϵ , (f_b/f_c) e K_c , respectivamente: 38; 0,1 ; 1,16 e 0,667. A viscosidade máxima $1e-3$ também é baseada na bibliografia, e o modelo busca reduzir a partir desta, assumindo os valores de $1e-4$ e $1e-5$. Os resultados obtidos na compressão e na tração constam na Figura 4.18, respectivamente, à esquerda e à direita.

Figura 4.18. Relação tensão-deformação do concreto da parede LE W21.



Verifica-se que as tensões na compressão são bastante vulneráveis a erros ao aumentar o valor da viscosidade do modelo. Fixando 1% de erro máximo aceitável, analisando a diferença das tensões da compressão do modelo em CDP com o valor teórico, obtido pela equação envoltória da relação constitutiva de Chang e Mander (1994), chega-se a viscosidade máxima de $2,77e-5$, valor ligeiramente superior ao obtido para o concreto da parede GH W1 que é de $2,15e-5$. Nas análises neste trabalho, esta é fixa em $1e-5$.

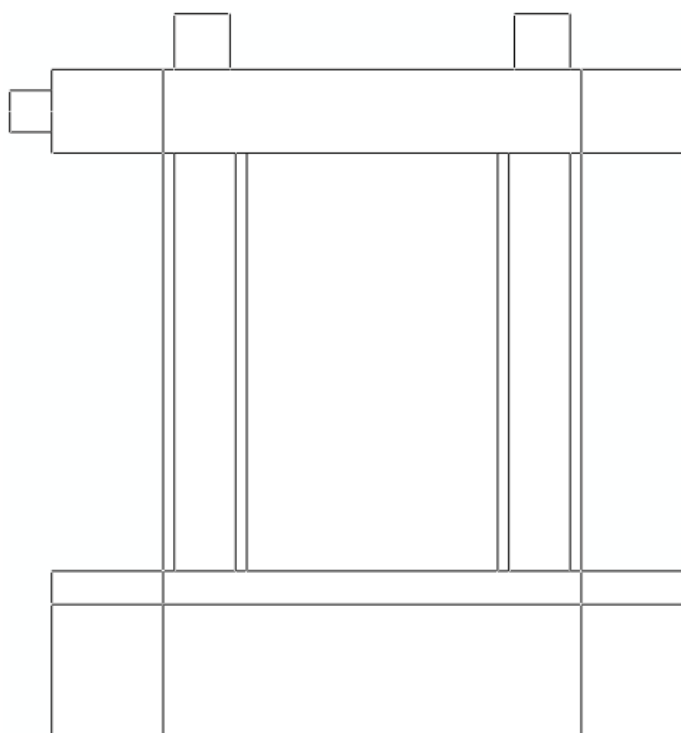
Finalmente, constam as análises usando elementos de casca e sólidos.

4.1.2.1 Modelagem por elementos de casca

Para a geometria bidimensional são atribuídos elementos tais que se separam as regiões do topo, da parede e da base. Devido às espessuras e taxas de armaduras distintas.

Além das três subdivisões baseadas nas dimensões do protótipo de Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990), também criou-se quadrados com propriedades linear elásticas para espalhar as forças impostas no experimento, a fim de simular o modo de aplicação de esforço no ensaio. O arranjo completo é mostrado na Figura 4.19.

Figura 4.19. Geometria da abstração adotada para a parede W12 ensaiada por Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990).



O topo é dividido em regiões externa e interna. Isso ocorre, pois a armadura positiva da parede penetra na viga de topo apenas na região central, aumentando sua taxa de armadura.

O trecho de parede é dividido, da esquerda até a camada central: região de cobrimento, região de concreto confinado, região não confinada considerando a taxa de armadura da extremidade e a região central com armadura distribuída na alma. A armadura longitudinal da extremidade, geralmente mais robusta para maior contribuição para a inércia à flexão, é considerada distribuída nas três camadas externas de cada lado.

Os elementos de casca que contêm o concreto comprimido são abstraídos como seção composta, em que as porções exteriores são de concreto não confinado e a parte central é confinada.

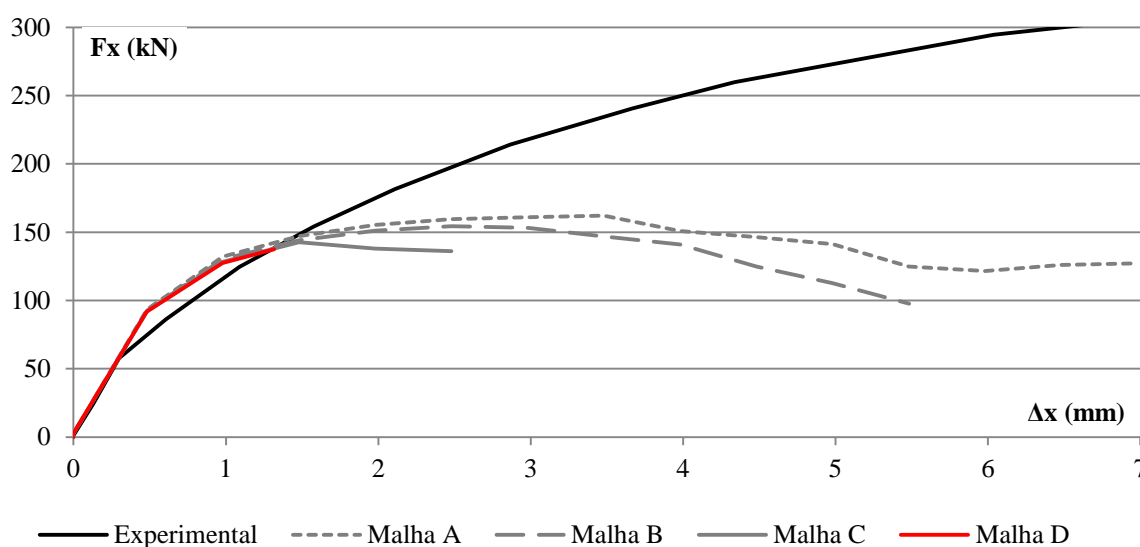
A armadura vertical e a armadura horizontal são adicionadas como uma camada fina distribuída por todo o elemento de casca de maneira a área total da camada ser exatamente a área total das barras e propriedade uniaxial.

A armadura horizontal é considerada distribuída por toda a parede. Os estribos não foram incluídos no modelo por elementos próprios, porém sua influência na relação tensão-deformação uniaxial do concreto foi considerada diretamente na relação constitutiva do concreto.

A divisão da base é feita com os mesmos critérios utilizados para a viga de topo, com apenas uma diferença devido a armadura desigual nas regiões do bloco: há uma concentração de armadura horizontal na região superior, que é discriminada em relação à parte inferior do bloco, para que cada região contenha apenas a armadura contida nela própria.

Com a geometria e comportamento físico fixado, ainda resta definir a malha adotada. Atribuindo como distância entre nós 20; 10; 6,67 e 5 centímetros, respectivamente, para as malhas de A, B, C e D, a resposta obtida consta na Figura 4.20.

Figura 4.20. Resultados da força por deslocamento no topo da modelagem bidimensional da parede LE W12 em função do refinamento da malha.



Semelhante ao observado nos resultados da parede A1M dos ensaios de Ghorbani-Renani et al (2009), o modelo apresenta dificuldades de convergência ao aumentar a malha. Porém, há grande discrepância entre os resultados experimentais e oriundos da simulação.

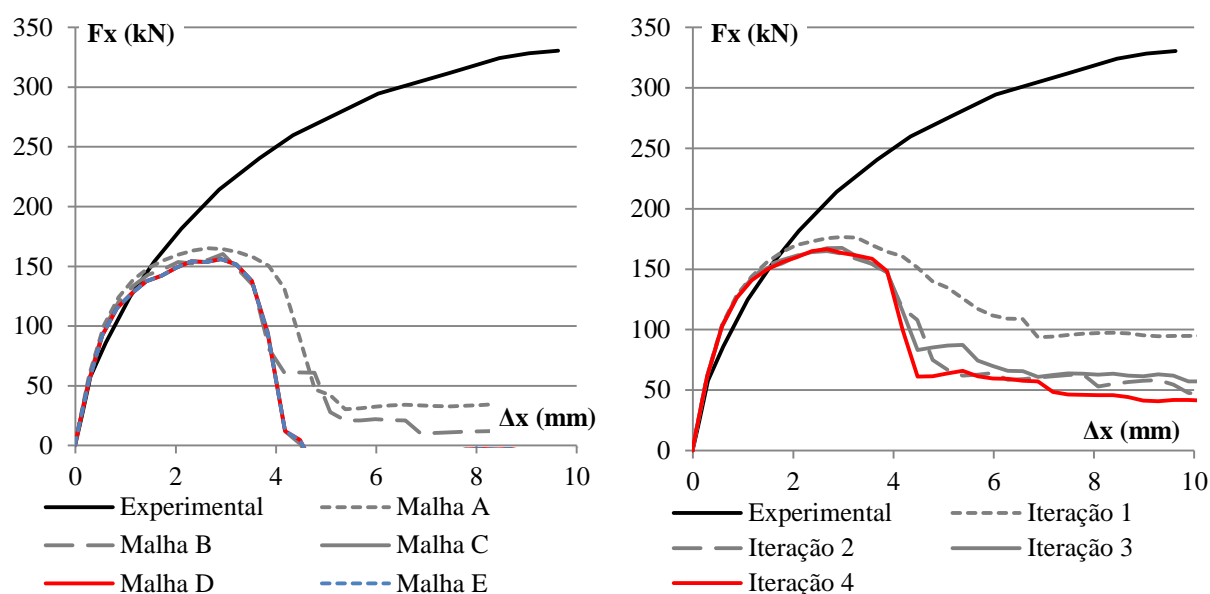
4.1.2.2 Modelagem por elementos sólidos

O concreto tem relação constitutiva pelo modelo CDP, cujos parâmetros são utilizados baseados na literatura, portanto Ψ , ϵ , (f_b/f_c) , K_c e μ equivalem a, respectivamente: 38; 0,1 ; 1,16, 0,667 e $1e-5$. Baseia-se na relação envoltória proposta por Chang e Mander (1994) e utilizando o dano padrão na compressão e tração.

Primeiramente, analisando a malha requerida para que os resultados sejam representativos, aplica-se a as malhas A, B e C, cujos nós estão a 10, 5, 4, 3 e 2 cms de

distância entre si. Também é possível adotar a malha apropriada usando o refinamento baseado na norma de energia (ZIENKIEWICZ; ZHU, 1987). Os resultados obtidos por ambas abordagens contam na Figura 4.21, sendo a malha de octaedros C3D8 a da esquerda e a de tetraedros C3D4 a da direita.

Figura 4.21. Resultados para modelagem tridimensional da parede LE SW12 em função do refinamento da malha.



Assim, as abstrações usando elementos bi- e tridimensionais levam a resultados que divergiram grandemente dos experimentais, assim como usando elemento de casca.

Levando em conta que nenhum modelo apresenta resultados condizentes com os experimentais, descarta-se demais comparações com o trabalho de Lefas, Kotsovos e Ambraseys (1990).

4.2 CALIBRAÇÃO DA MODELAGEM ADOTADA

Ao comparar os resultados utilizando elementos de barra, casca e sólidos, opta-se por realizar a calibração focando apenas na abordagem por elementos finitos sólidos para o concreto e treliças para a armadura. Isso é feito, pois os elementos de barra superestimam grandemente a força lateral resistida e os efeitos de confinamento são considerados indiretamente; os elementos de casca se mostram próximos aos experimentais, porém demonstram comportamento instável na fase de platô, além de considerar o concreto confinado de maneira indireta também.

A abordagem usando elementos tridimensionais para o concreto leva a resultados próximos aos experimentais, considera o confinamento pela formulação do CDP e possui fase

de platô mais estável. Portanto, procura-se a calibragem dos parâmetros de entrada para que as simulações sejam tão representativas quanto o possível.

Tendo em vista as análises da seção 4.1.1.3, os parâmetros da relação constitutiva CDP que influenciam na resposta obtida são ângulo de dilatação ψ e relação entre os segundos invariantes dos meridianos de tração e compressão K_c , que devem ser calibrados, partindo de seus valores admitidos como padrão, isto é, 38° e $0,667$, respectivamente.

Quanto aos outros parâmetros, a excentricidade ϵ é adotada como $0,1$, a relação (f_b/f_c) é fixa como $1,16$ e para o dano é usado a mesma equação de Pavlović et al (2013). São variados em diversas análises e os resultados destas são confrontados com resultados experimentais.

Nos gráficos relacionando força por deslocamento no topo, eventualmente não se mostram os resultados próximos à origem, pois a alteração dos parâmetros do CDP não os modifica de maneira significativa. Portanto, apresentá-los mais que uma vez seria redundante.

4.2.1 Modelagem tridimensional dos experimentos de Ghorbani-renani et al (2009)

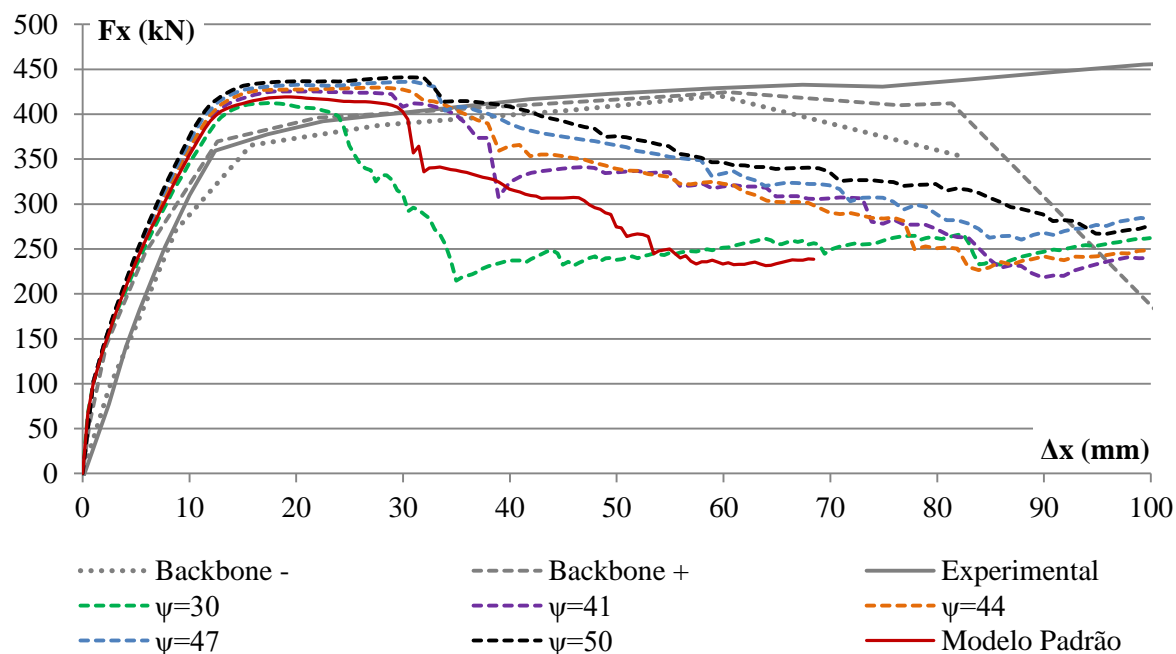
Neste trabalho, as paredes descritas por Ghorbani-renani et al (2009) são identificadas por nomenclatura auxiliar: GH W1 representa as paredes A1M e A2C; e GH W2, as paredes B1M e B2C.

4.2.1.1 Análise das paredes A1M e A2C

Como já observado na seção 4.1, a relação entre força e deslocamento laterais é função principalmente dos parâmetros ângulo de dilatação ψ e relação entre segundos invariantes de tração e compressão K_c da relação constitutiva CDP.

Para investigar melhor a influência de cada um, tomam-se diversos pontos respeitando o espectro recomendado pela literatura. A resposta obtida consta na Figura 4.22, salientando que omite-se os resultados próximos a origem, pois os valores são praticamente idênticos entre si. Nota-se que a partir de 100kN de carregamento, as curvas experimentais e da simulações seguem paralelas até 350kN .

Figura 4.22. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 em função do ψ do CDP.

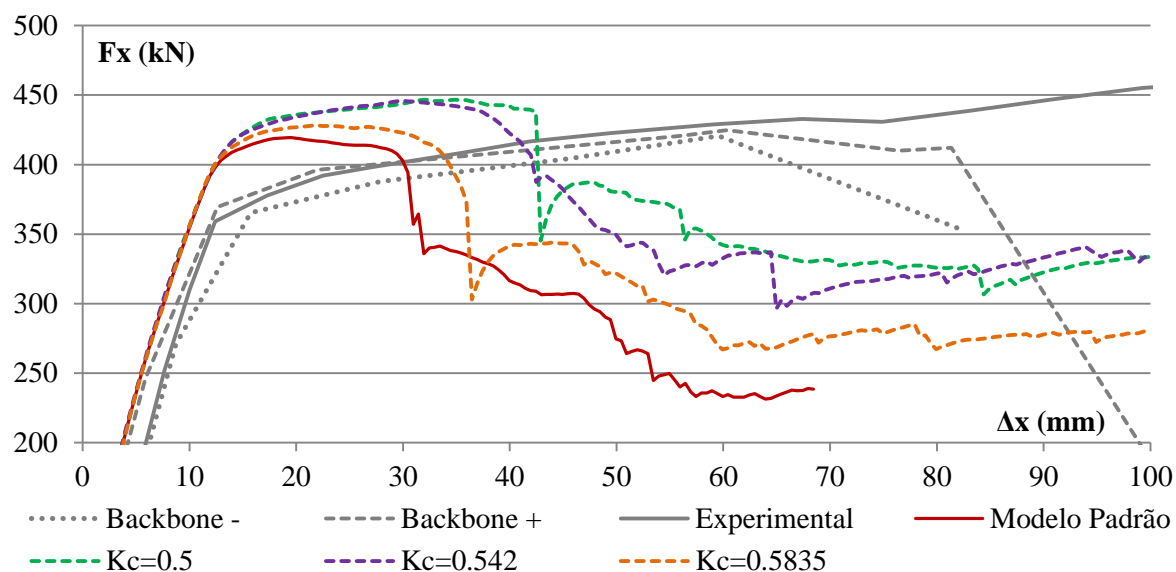


Verifica-se um distanciamento próximo à origem, exceto da curva *backbone-* que acompanha praticamente idêntica ao resultado numérico até aproximadamente 50% da força máxima. Julga-se que a simulação é bastante próxima, pois as curvas ascendentes experimentais e numéricas ficam praticamente paralelas entre si até perda da linearidade. Ao alcançar o patamar de pico há um distanciamento da capacidade portante observada na ordem de 11%.

Também verifica-se que aumentando o ψ , também se aumenta brevemente a força lateral suportada pela parede e sensivelmente sua ductilidade. Também nota-se que o ensaio apresenta mais ductilidade do que previram os modelos apresentados, até mesmo com rotina cíclica, logo não se espera que apenas alterando o ângulo de dilatação seja possível capturar a ductilidade adequadamente, pois o limite superior de 50° não conduz a uma solução com ductilidade suficiente. Isso confirma que K_c deve ser adotado diferente do padrão, tido como 0,667, para simular satisfatoriamente o comportamento dúctil esperado.

Como se observa na seção 4.1.1.3, sabe-se que K_c deve ser menor do que 0,667, pois valores maiores levam a um comportamento frágil inesperado nos experimentos referenciados. Assim, propondo valores intermediários equidistantes entre 0,5 e 0,667 e considerando-os, chega-se as respostas expressas na Figura 4.23.

Figura 4.23. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 em função da relação K_c do CDP.



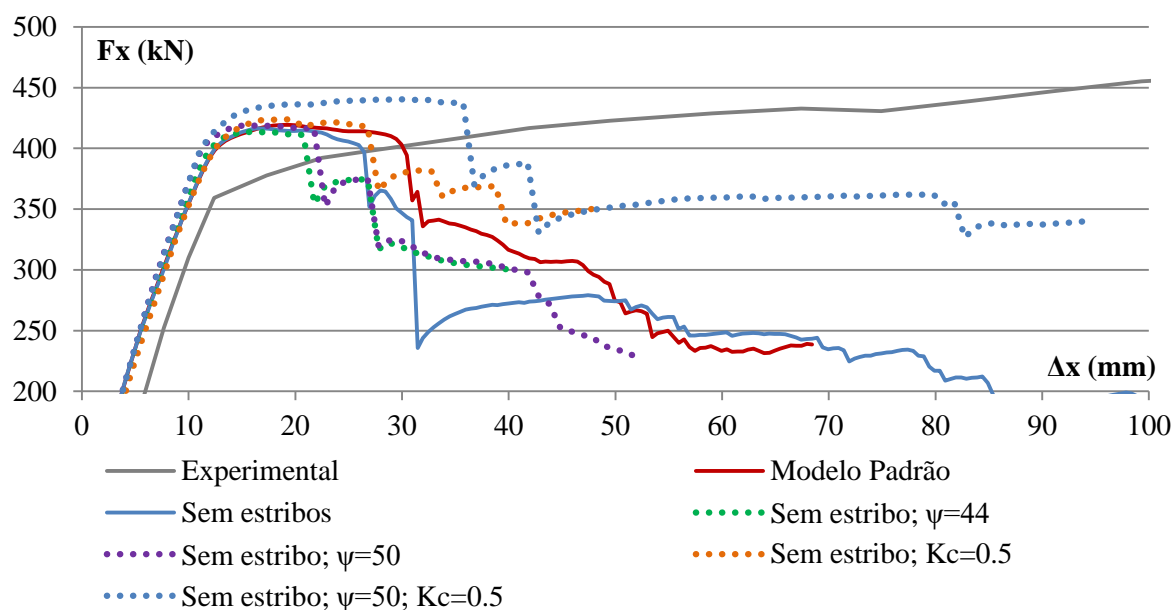
Observa-se que ao reduzir a relação K_c , se aumenta a força máxima suportada pela parede, assim como sua ductilidade. Esta se mostrou mais sensível a K_c do que ao ψ . Novamente, o parâmetro mínimo proposto é de 0,5, e usá-lo não levou à solução com ductilidade o bastante. Este desempenho sugere que o ângulo de dilatação e a relação entre os meridianos devem ser calibrados em conjunto, pois sua variação simultânea pode provocar alterações acumulativas entre si na resposta.

E outro detalhe relevante é a consideração e influência dos estribos de confinamento. No modelo de barra, usando o modelo de confinamento de Mander, Priestley e Park (1988), considera-se o concreto na região confinada com maior resistência e curva tensão-deformação uniaxial distinta da situação não confinada. No modelo de casca também pode-se supor o concreto confinado da mesma maneira, isto é, como sendo uma camada com as propriedades de rigidez apenas na direção normal à geometria do estribo.

Entretanto, em ambas as abordagens de barra e casca não se inclui o estribo no constructo geométrico, mas como consequência mecânica no concreto da região contida.

Porém, na modelagem por sólidos, que é tridimensional, é possível dispor o estribo, incluindo sua posição, geometria e propriedades físicas. É oportuno então verificar a influência de sua consideração ou não na resposta. Posicionando ou não as treliças que representam os estribos na simulação, e também variando os parâmetros do CDP, chega-se à resposta em força lateral e deslocamento no topo como consta na Figura 4.24.

Figura 4.24. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 com ou sem estribos e variação do ψ e K_c do CDP.



Confirma-se a influência do estribo na modelagem tridimensional, pois modelo consegue capturar o comportamento esperado, isto é, há queda na ductilidade ao se remover os estribos na modelagem. Além disso, observa-se que a exclusão do estribo faz com que o ψ pouco altere o resultado, porém a relação K_c ainda provoca mudanças significativas na ductilidade.

Na ausência de estribos, o ângulo de dilatação faz pouca diferença na resposta se K_c for igual a 0,667; entretanto reduzir K_c faz com que o ângulo de dilatação interfira na ductilidade novamente.

Mantendo os estribos no modelo tridimensional, e oscilando ψ e K_c nas amplitudes cujo comportamento reproduz a resposta experimental, apresenta-se na Figura 4.25 a solução obtida para ψ de 44 e 47°, e na Figura 4.26 para 50 e 53°. Para K_c é estipulado 0,5; 0,542 e 0,5835.

Figura 4.25. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 cujo modelo CDP admite ψ entre 44 e 47° e K_c entre 0,5 e 0,5835.

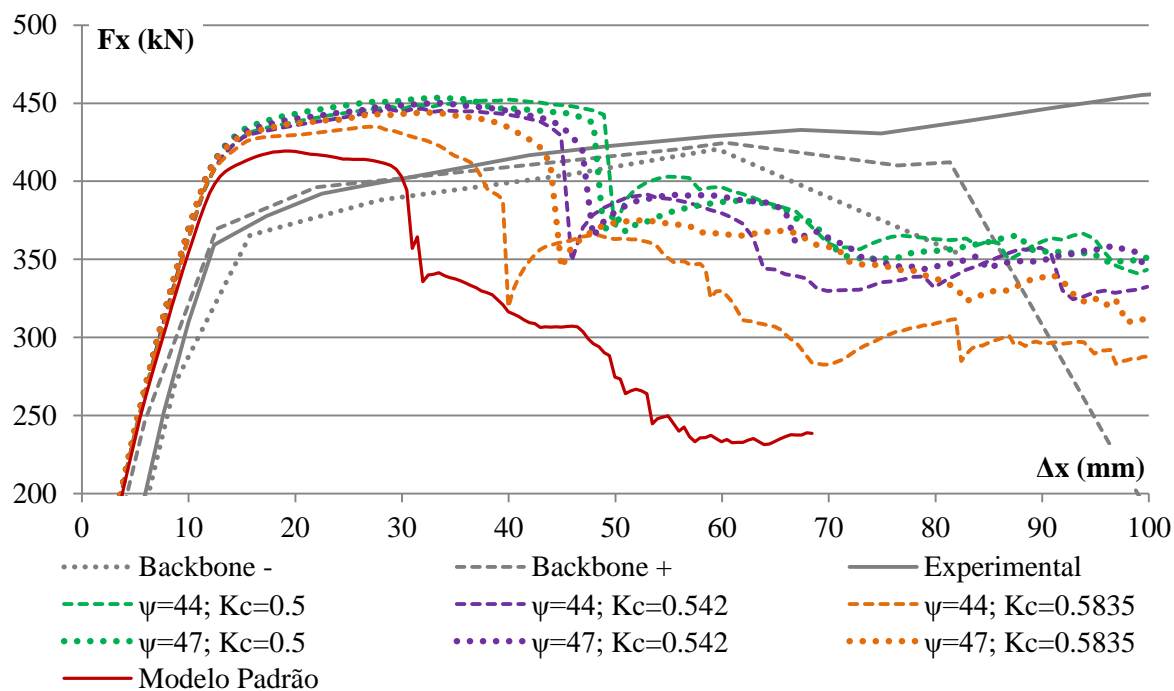
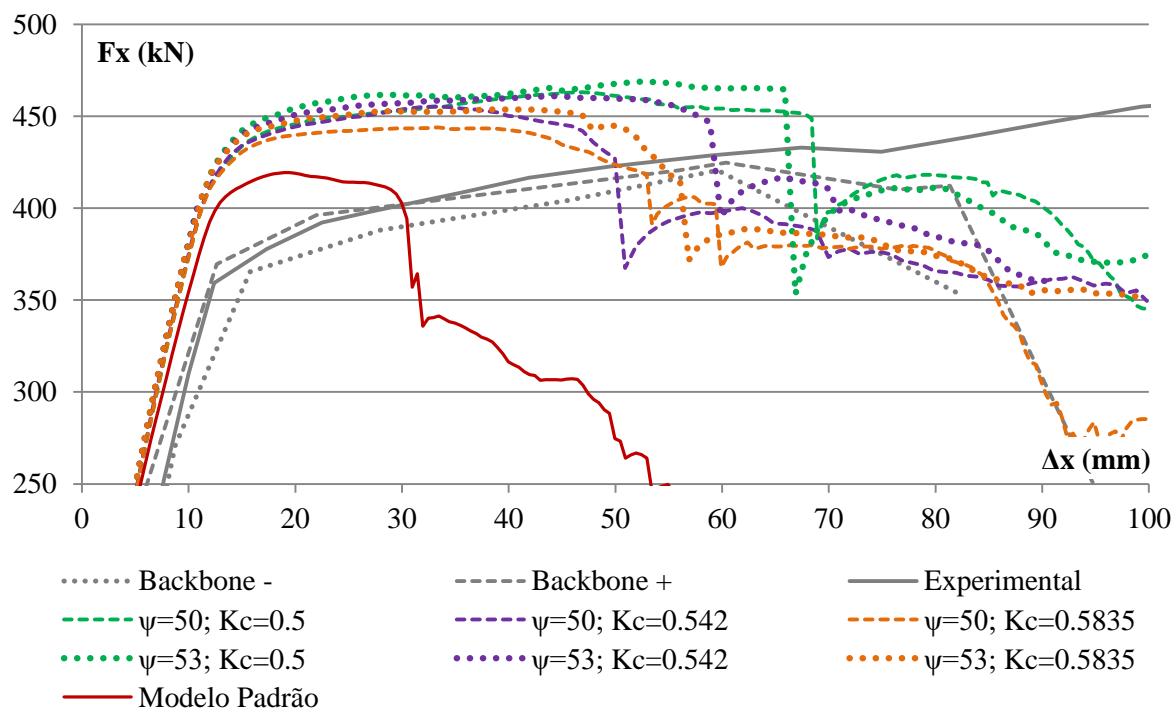


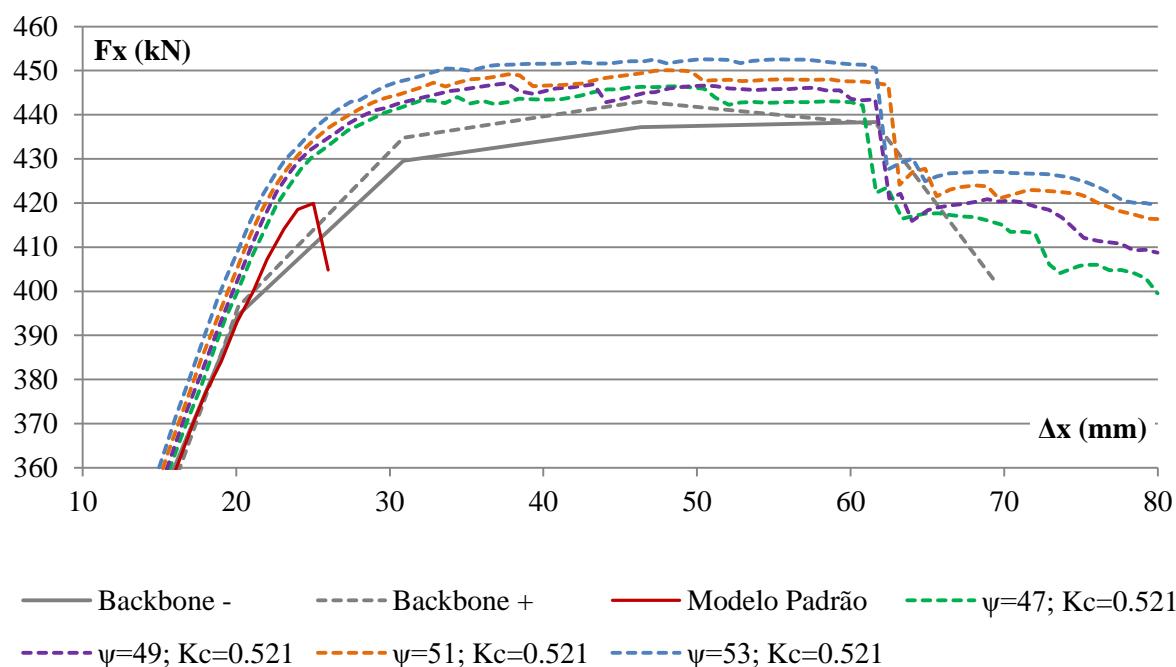
Figura 4.26. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 cujo modelo CDP admite ψ entre 50 e 53° e K_c entre 0,5 e 0,5835.



Apenas os modelos com K_c igual a 0,5 e ψ de 50 e 53° superestimam conseguem simular a ductilidade da parede, mantendo a capacidade portante até 67 mm, aproximadamente.

Baseado nos resultados dos modelos da parede DA W4, adotar o valor de K_c como 0,521 pode levar a bons resultados, levando aos resultados exibidos na Figura 4.27.

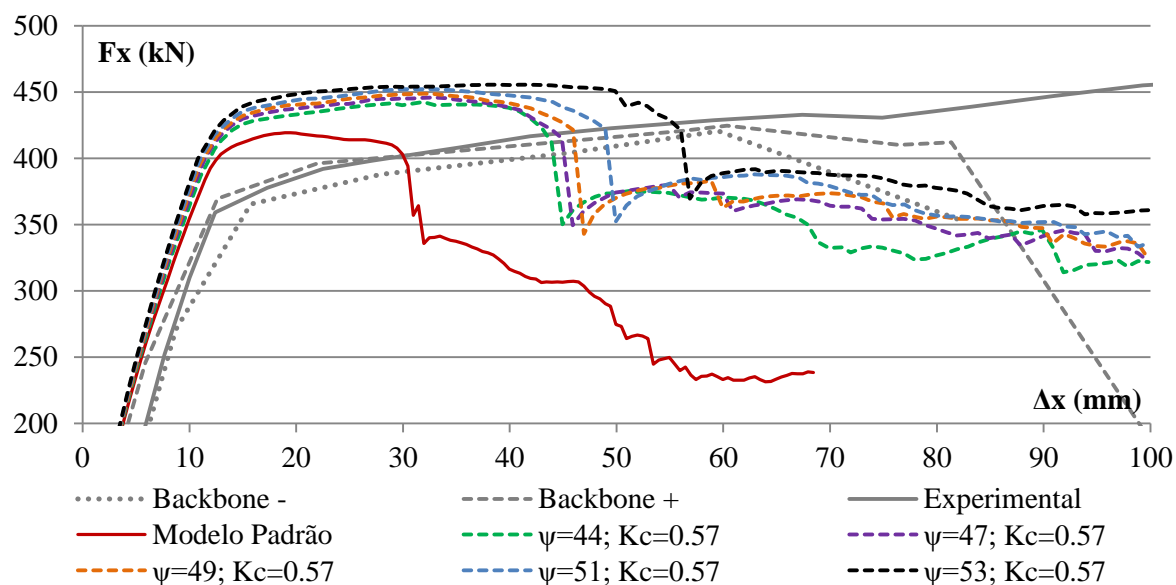
Figura 4.27. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 adotando K_c igual a 0,521 no modelo CDP.



Nota-se que fixar o K_c do CDP igual a 0,521 leva a bons resultados para a ductilidade da parede GH W1, apresentando queda da capacidade portante de força lateral em deslocamento semelhante ao experimental. Alterar o valor do ψ altera pouco os resultados, com 2% de impacto na força lateral, aproximadamente.

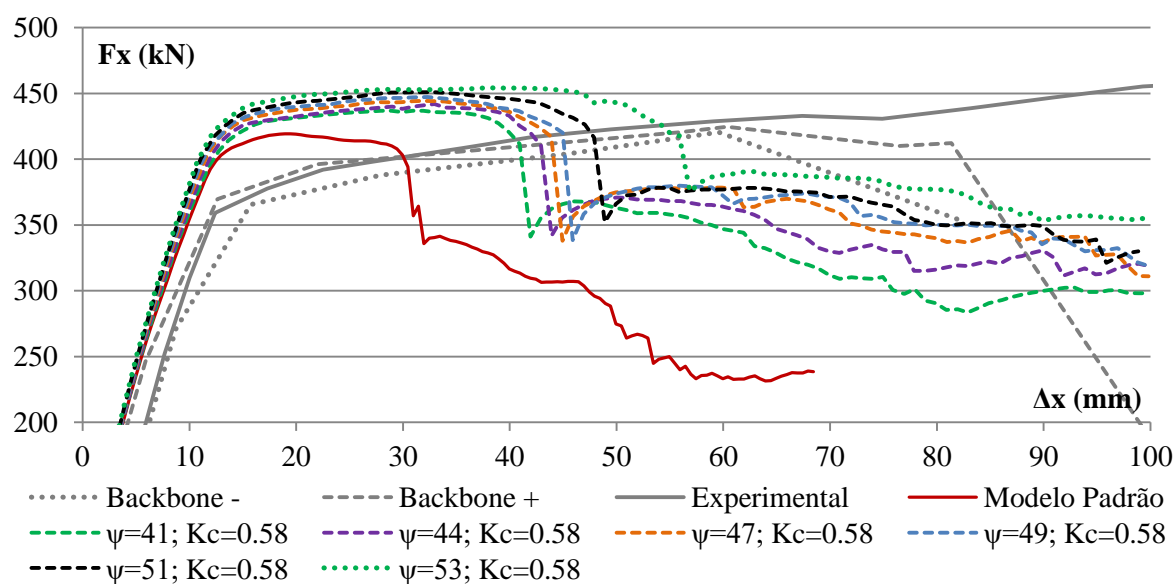
Porém, devido aos resultados das paredes DA W2 e W5, é necessário considerar K_c que acarretem em menor ductilidade, baseando-se nas simulações destas paredes, adota-se K_c igual a 0,57, obtendo os resultados expostos na Figura 4.28.

Figura 4.28. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 adotando K_c igual a 0,57 no modelo CDP.



Como esperado, visualmente a ductilidade obtida é menor que a experimental. Ainda assim, novamente devido as paredes DA W2 e W5 é necessário aumentar o K_c . Adotando o como 0,58, chega-se aos resultados da Figura 4.29

Figura 4.29. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W1 adotando K_c igual a 0,58 no modelo CDP.



Novamente, adotar-se K_c igual a 0,58 para as paredes GH W1 levam a uma resposta pós-pico com queda abrupta na força lateral portante com menos deslocamento do que o previsto. Ao propor valores do ângulo de dilatação acima de 49° , tal deslocamento aumenta substancialmente.

Todos os modelos coincidiram no fato de que as curvas até o patamar de pico são próximas entre si, mesmo mudando os parâmetros da relação constitutiva.

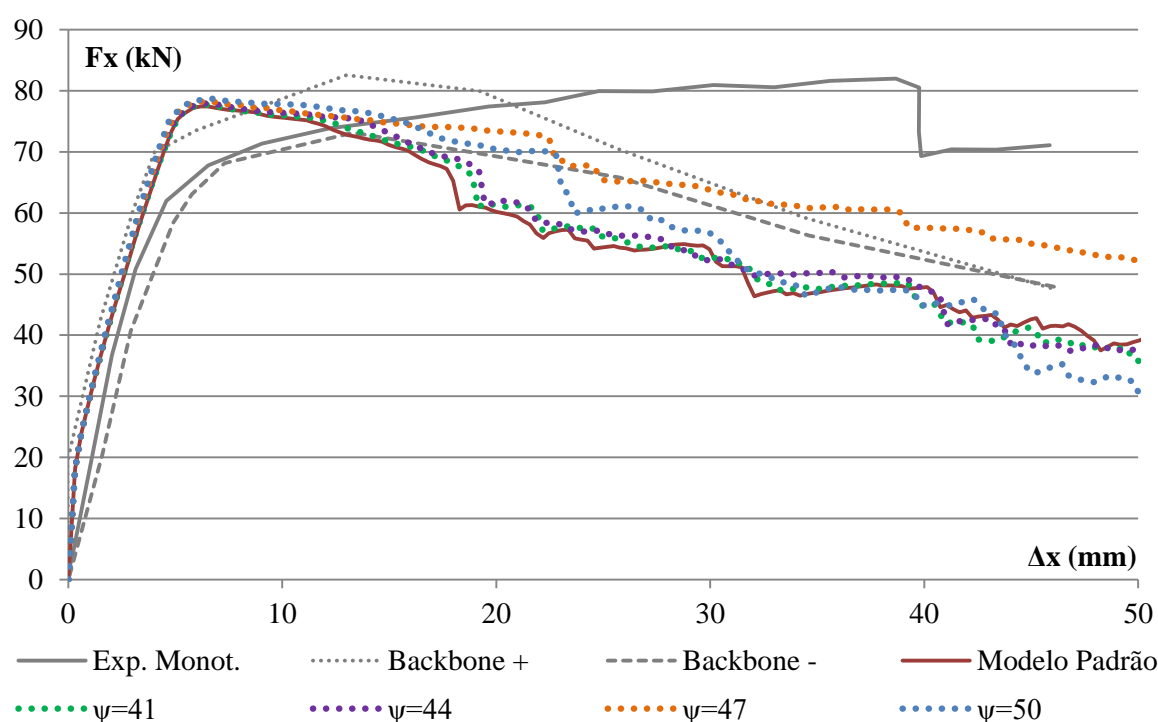
Tendo em vista os resultados gerais das demais paredes, fixa-se o K_c a 0,58 de maneira a não superestimar a ductilidade. A calibração do ângulo de dilatação é feito em conjunto com outros experimentos na seção 4.2.4.

4.2.1.2 Análise das paredes B1M e B2C

O experimento das paredes B1M e B2C são semelhantes às paredes A1M e A1C, porém reduzidas aproximadamente na escala de 2,14. Nestas, também é realizado um ensaio monotônico e outro cíclico, com um resultado atípico que trata-se do ciclo positivo, cuja rigidez é bastante elevada em comparação com o ciclo negativo e até mesmo em relação à curva monotônica. Portanto, repetindo, a curva adotada como de referência é a *backbone* modificada negativa.

Verifica-se inicialmente a preponderância do ângulo de dilatação ψ nos resultados, ilustrada na Figura 4.30.

Figura 4.30. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W2 em função do ψ do CDP.



A curva *backbone+* apresenta uma rigidez excessiva não característica, superando até mesmo a curva monotônica, assim ao comparar os resultados das simulações às demais curvas experimentais deduz-se a simulação superestima a força lateral portante da estrutura.

A variável ψ leva a alteração da inclinação da curva decrescente pós-pico, principalmente. Embora a força lateral se mantenha constante, sua declividade muda pelo valor admitido para o ψ .

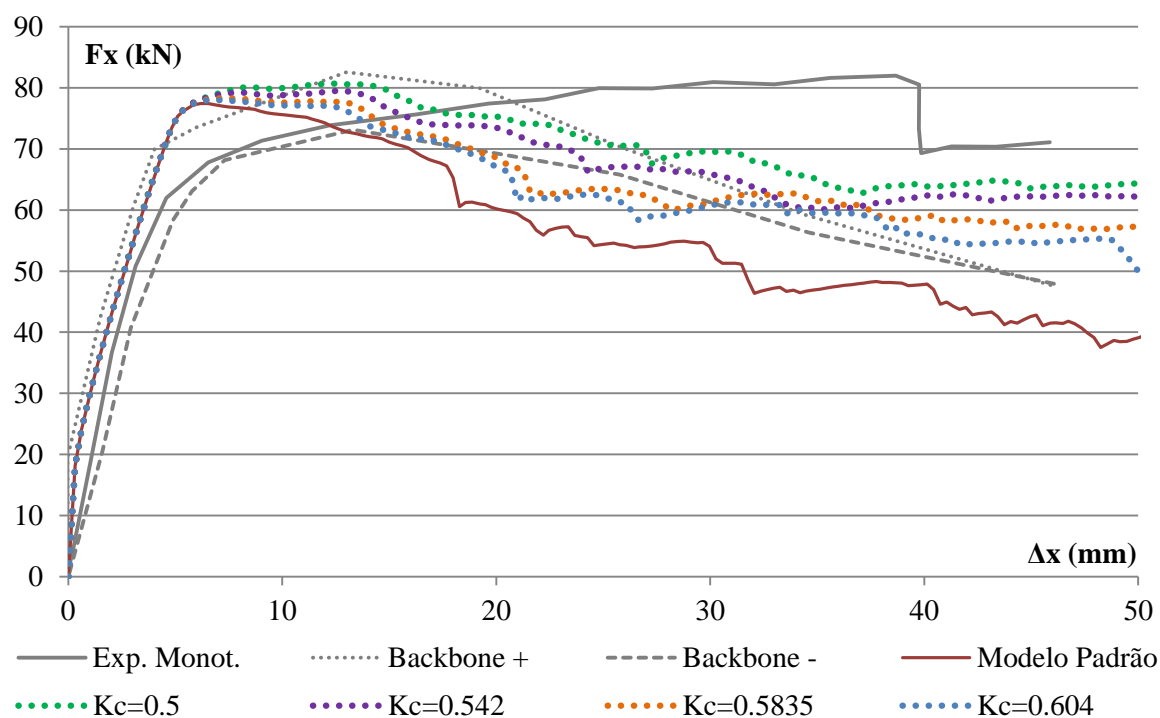
A solução da modelagem descreve comportamento praticamente linear até o pico, e partindo deste há decaimento na capacidade portante, diferente do observado experimentalmente e das paredes A1M e A1C, em que a capacidade portante se mantém por um patamar considerável, e neste experimento há queda de capacidade, exceto pelo experimento monotônico.

No experimento, a não linearidade é mais suave, acarretando à curva um acréscimo de deslocamento razoável até o pico. A simulação não simula este efeito, mas o comportamento não linear ocorre de maneira mais abrupta.

Porém, até a acentuação do comportamento não linear, a modelagem obtém bons resultados, visto que as curvas da simulação estão cercadas pelas curvas experimentais.

Baseado nos resultados das outras simulações, vê-se como necessária a variação no K_c , cuja influência nos resultados é apresentada na Figura 4.31.

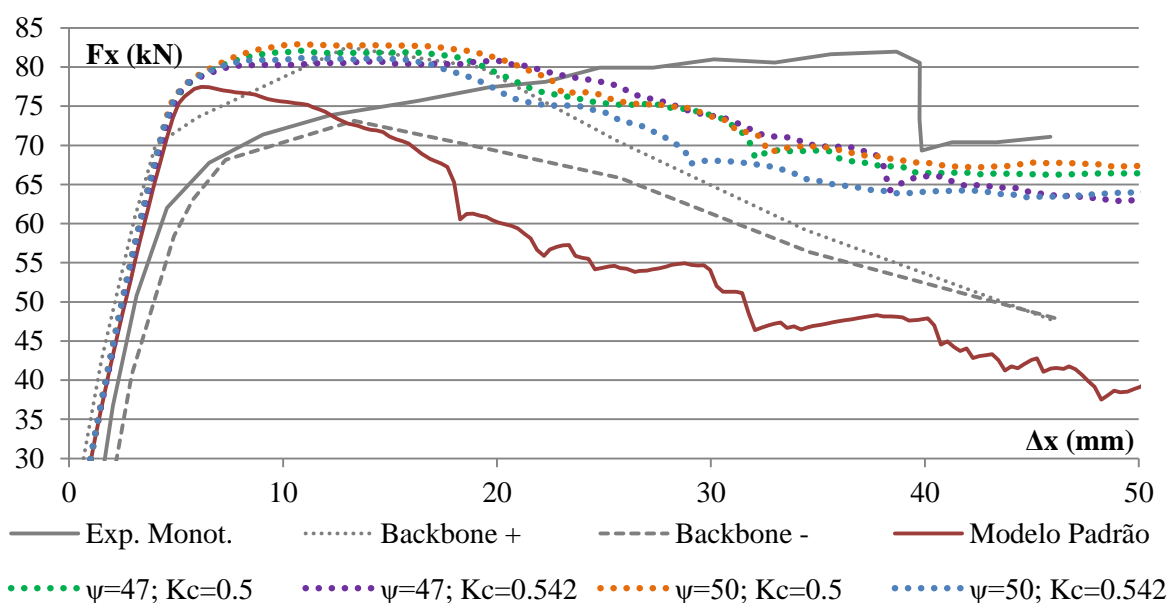
Figura 4.31. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W2 em função do K_c do CDP.



Comparada à parede GH W1, este modelo se mostra menos sensível a alterações no K_c , e como esperado, reduzir o K_c aumenta a força no topo e a ductilidade.

Além disso, a região pós-pico das curvas obtidas pelas simulações não são lineares como os experimentos, mas bastante instáveis. Tomando as curvas com maior capacidade portante e variando os valores do ângulo de dilatação, chega-se nos resultados mostrados pela Figura 4.32.

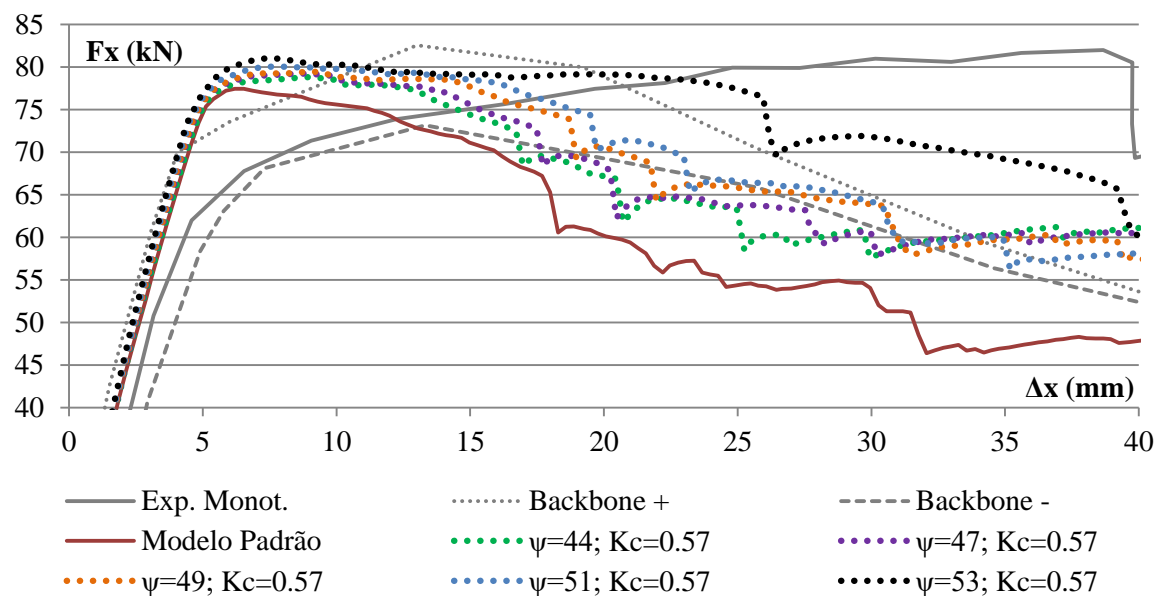
Figura 4.32. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W2 em função do ψ do CDP.



Em específico, a curva com ψ igual a 47° e K_c igual a 0,542 apresenta a relação força por deslocamento bastante suave, enquanto as demais se mostram bastante instáveis, com flutuações abruptas. Embora as curvas experimentais e analíticas diverjam entre si, o deslocamento em que se inicia o escoamento e de pico são relativamente próximos, graficamente. Porém a intensidade da força difere na ordem de 15% nos pontos mais distantes, comparado à curva monotônica.

É visível também a capacidade de manutenção da força lateral que decresce mantendo maior rigidez do que o esperado, portanto, é conveniente aumentar o valor do parâmetro K_c do CDP. O adotando como 0,57, baseado na parede DA W5, obtêm-se o apresentado na Figura 4.33.

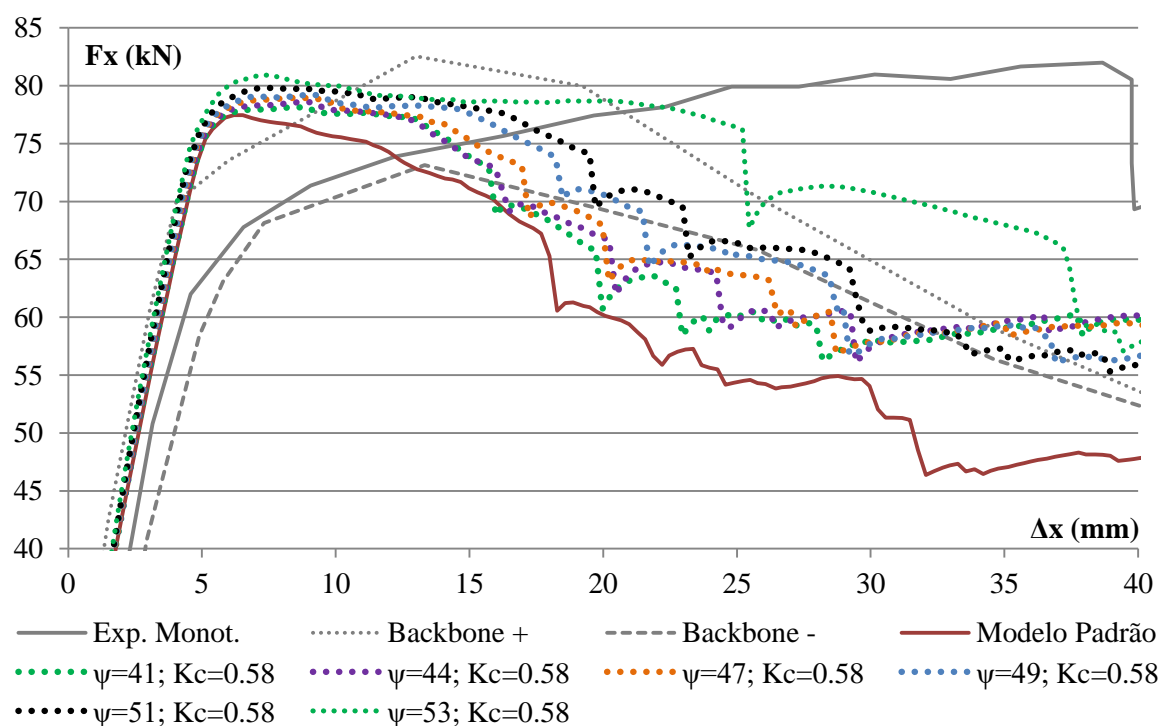
Figura 4.33. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W2 adotando K_c igual a 0,57 no modelo CDP.



Comparado às simulações anteriores, o comportamento ascendente até o pico não muda muito, porém há uma pequena queda na capacidade portante, e a reta decrescente é levemente mais acentuada. Os resultados são mais próximos da curva *backbone+*.

Avalia-se também o comportamento considerando modelo de CDP com K_c igual a 0,58, cujo resultado é exibido na Figura 4.34.

Figura 4.34. Resultado da força e deslocamento no topo da parede GH W2 adotando K_c igual a 0,58 no modelo CDP.



Chega-se a curvas cujo trecho descendente varia em torno da curva experimental, porém é bastante instável, isto é, com vários saltos abruptos na força resistida.

Todos os resultados expressos desde a Figura 4.30 até a Figura 4.34 apresentam curvas semelhantes desde a origem até o ponto de escoamento, próximo a 75kN no trecho ascendente. Quanto ao ponto de pico, as curvas com K_c igual ou abaixo de 0,542 mantiveram um patamar de pico relativamente longo.

Considerando que o experimento consiste em um protótipo em escala, e que inclusive as respostas experimentais das diferentes amostras diferem consideravelmente entre si, as simulações conseguem simular relativamente bem o comportamento experimental, visto que as curvas obtidas pela modelagem estão entre as experimentais na Figura 4.34. O trecho em que há maior divergência é o de pico na modelagem cuja força lateral resistida é superestimada.

Fixado o valor de K_c como 0,58 baseado apenas na análise gráfica, os pontos de interesse para todas as paredes constam calculados na seção 4.2.4.

4.2.2 Comparados aos experimentos de Dazio, Beyer e Bachmann (2009) com modelagem tridimensional

Os resultados das simulações usando elementos de barra e casca apresentaram maior dificuldade de convergência e maior divergência ao obtido experimentalmente para a parede descrita por Ghorbani-Renani et al. (2009) se comparado aos obtidos com elementos sólidos que são apresentados e discutidos na seção 4.1.1.3.

Portanto, para as paredes simuladas por Dazio, Beyer e Bachmann (2009) faz-se diretamente a elaboração de modelos sólidos a fim de que a calibração seja adequada. Para isso, é fundamental que experimentos diferentes sejam verificados, abordando inclusive variações na geometria e propriedade dos materiais, porém mantendo as propriedades que definem uma parede estrutural.

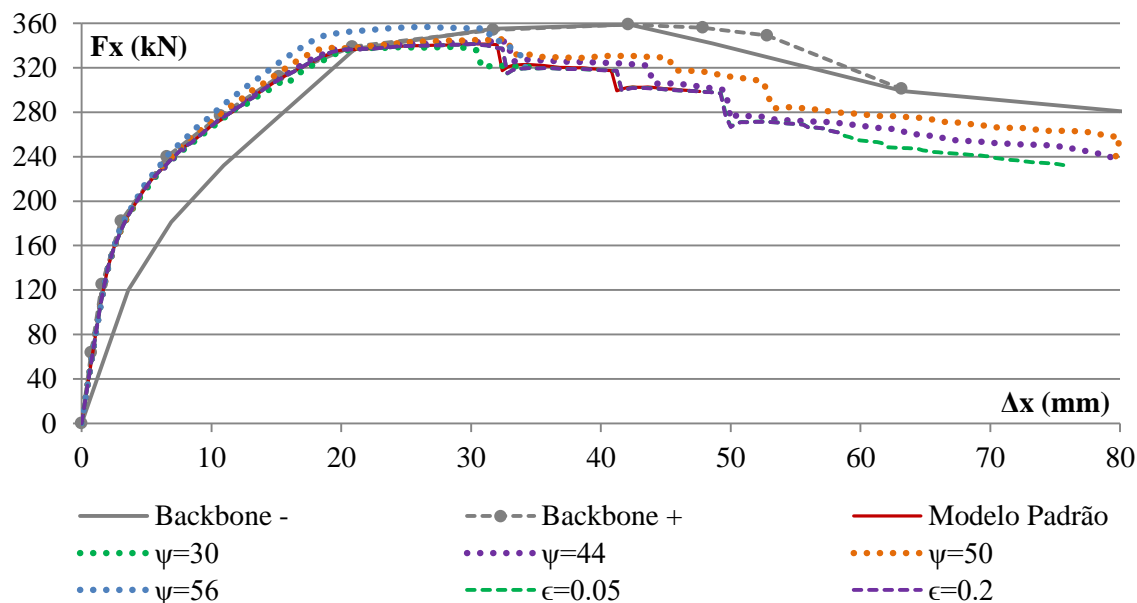
4.2.2.1 Simulação da parede WSH2

Dando sequência na calibração, procura-se os parâmetros adequados Ψ , ϵ , (f_b/f_c) , K_c que consigam a resposta adequada do comportamento do concreto de paredes estruturais.

Para o ângulo de dilatação, atribui-se os valores 30, 38, 44 e 50°. O primeiro corresponde ao valor mínimo, que divergiu bastante dos resultados experimentais. Enquanto os valores superiores se aproximam mais do comportamento desejado na simulação. Quanto a excentricidade, mantém-se a atribuição de 0,05 e 0,2, além do valor padrão de 0,1. Na Figura

4.35 constam as relações força por deslocamento lateral no topo obtidos pela admissão de tais valores para o CDP.

Figura 4.35. Resultado em função dos parâmetros Ψ e ϵ do CDP.



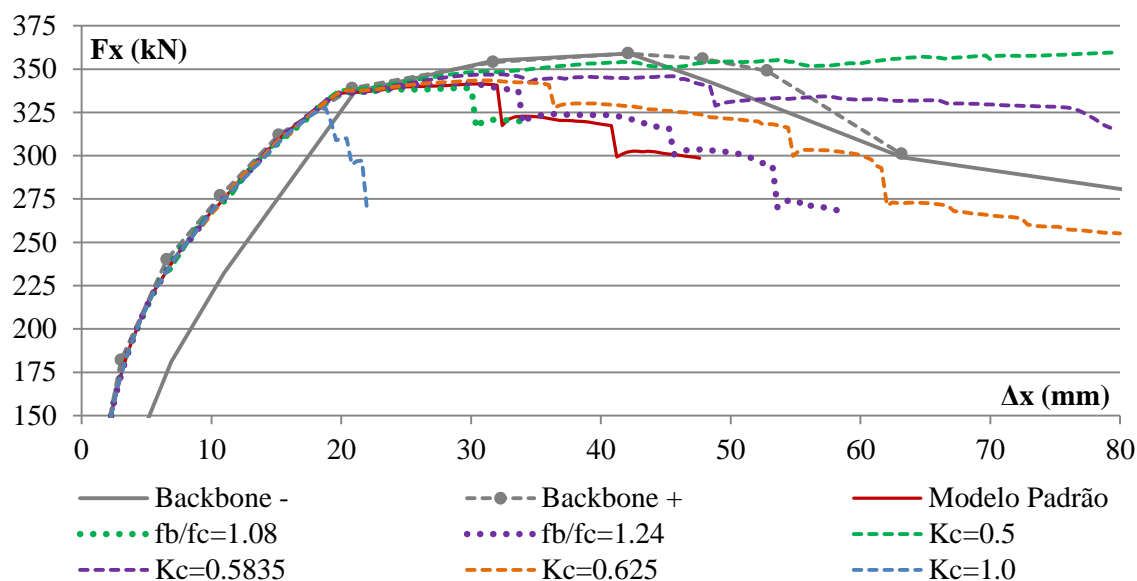
Pela análise e comparação dos resultados, nota-se que a simulação representa muito bem a curva *backbone+* até o trecho em que há acentuação da fase de escoamento. A curva *backbone-* apresenta grande desvio próximo a origem, repetindo valores muito próximos a *backbone+* ao alcançar aproximadamente 20 mm.

As curvas da simulação e a curva *backbone+* são extremamente próximas entre si até o patamar de pico das curvas das simulações, e as mudanças nos parâmetros mudaram muito pouco o comportamento até alcançar tal patamar.

As curvas apresentadas no gráfico corroboram com as observações anteriores, isto é, o ângulo de dilatação acima do padrão aumenta a força de pico e ductilidade, recordando que o padrão admitido é de 38° . Entretanto, observa-se que a resposta é pouco sensível a excentricidade do material, em que os resultados das simulações apresentam pouca diferença comparados ao modelo padrão e apenas no pós-pico.

A influência das variáveis (f_b/f_c) e K_c segue ilustrada na Figura 4.36. Variações no parâmetro K_c acarretam em mudanças significativas na resposta, portanto mais situações são aplicadas para análise.

Figura 4.36. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W2 em função dos parâmetros (f_b/f_c) e K_c do CDP.



Assim como nas simulações da parede A1M apresentada por Ghorbani-renani et al (2009), quanto menores os valores admitidos para K_c , maiores os valores de força de pico e capacidade de manter a força lateral resistida. Aumentar o K_c reduz a capacidade portante e o deslocamento suportados.

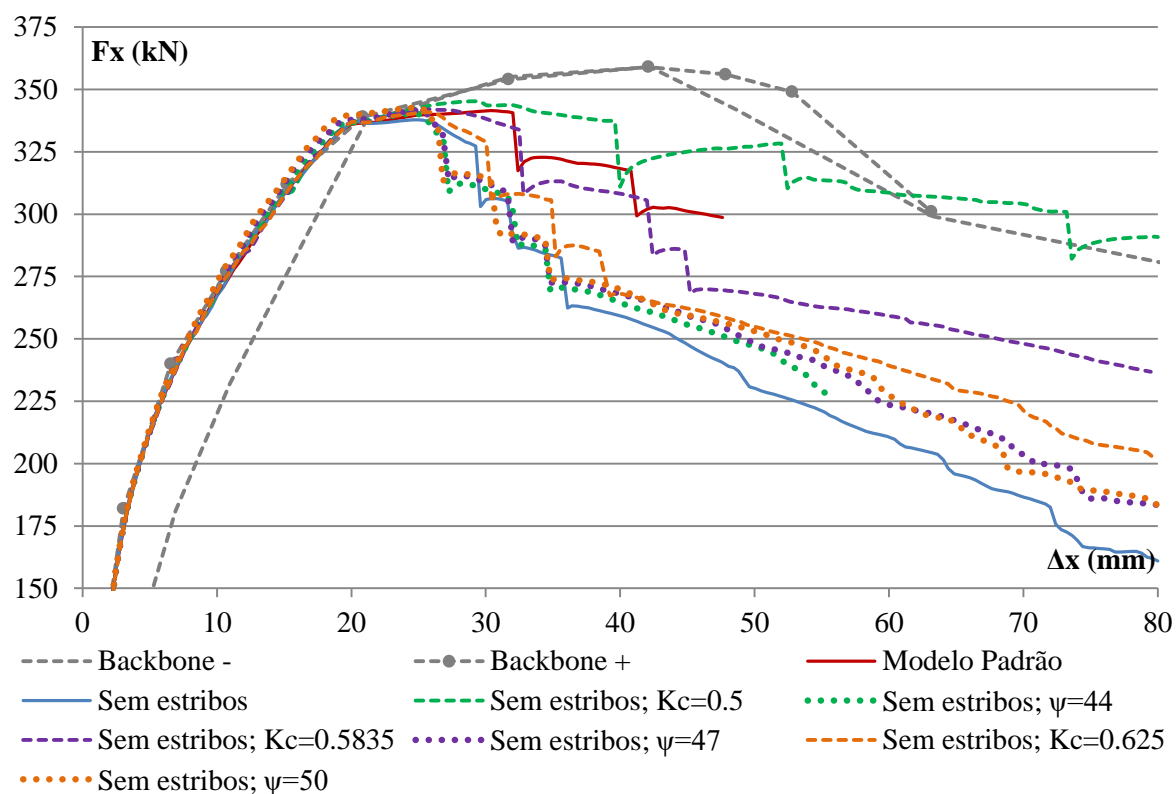
Já quanto ao parâmetro (f_b/f_c), mais uma vez a resposta se mostra pouco sensível a sua alteração, embora estes resultados se mostram mais sensíveis à simulação anterior, que é da parede GH W1.

Os valores de K_c alteraram grandemente a resposta obtida; adotá-lo como 0,5 mostra capacidade de manutenção da força lateral em excesso; já adotar 0,5835 apresentou uma pequena queda da força portante, que se estabiliza e se mantém; enquanto K_c igual ou superior a 0,625 leva a uma resposta com falha bastante antecipada. Note que o modelo padrão cabe neste caso, isto é, assume K_c igual a 0,667.

Outro detalhe que se deseja analisar é a influência da consideração dos estribos no constructo da modelagem. Pelo observado na Figura 4.24, que mostra os resultados na presença e ausência de estribos na parede GH W1, espera-se que a simulação da parede DA W2 também os diferencie.

Portanto variando os parâmetros ψ e K_c do CDP simultaneamente a ausência de estribos, obtém-se os resultados amostra na Figura 4.37.

Figura 4.37. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W2 avaliando a influência de estribos e variação ψ e K_c do CDP.



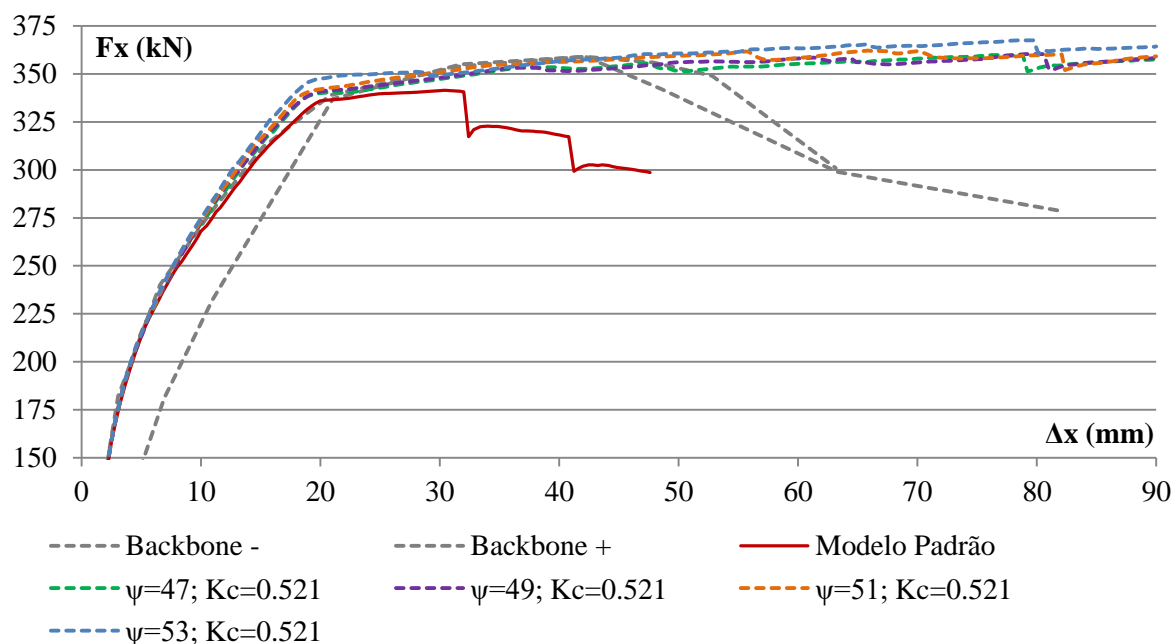
Confirma-se a diferença provocada pela presença de estribos, que aumenta a capacidade de manutenção da força lateral resistida pela estrutura, aumentando o deslocamento no patamar em que a força lateral se mantém constante.

Ao desprezar os estribos de confinamento, e também modificar os parâmetros do CDP, nota-se que alterações no ângulo de dilatação ψ pouco modificam os resultados, inclusive reduzindo os deslocamentos no patamar de topo. Em contrapartida, alterar o K_c provoca grandes alterações na resposta pós-pico, e reduzi-lo aumenta a ductilidade da parede, assim como nas simulações em que há elementos para o estribo de confinamento.

Este resultado concorda categoricamente com os resultados da simulação da parede GH W1 desprezando estribos e variando os parâmetros, que é apresentado na Figura 4.24.

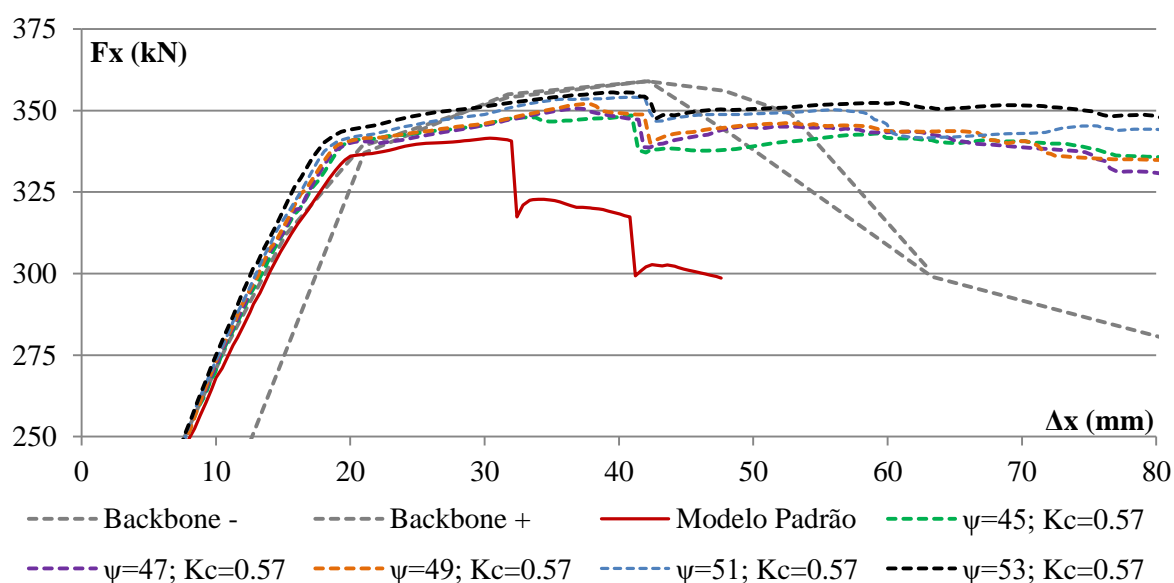
Baseado nos resultados das demais paredes, em especial da parede DA W4, avalia-se o comportamento da parede DA W2, considerando estribos e parâmetros padrão, com exceção do K_c , que se admite 0,521 e do ψ . Os resultados da força por deslocamento são apresentados na Figura 4.38.

Figura 4.38. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W2 adotando K_c igual a 0,521 no modelo CDP.



Todas as simulações superestimam grandemente a ductilidade, que supera muito o resultado experimental. Assim, faz-se necessário reconsiderar o parâmetro. A simulação da parede DA W5 segue o mesmo princípio, com excesso de enrijecimento ao considerar K_c igual a 0,521. Aumentando-o até 0,57 baseado mais uma vez na parede DA W5, chega-se às respostas representadas na Figura 4.39.

Figura 4.39. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W2 adotando K_c igual a 0,57 no modelo CDP.

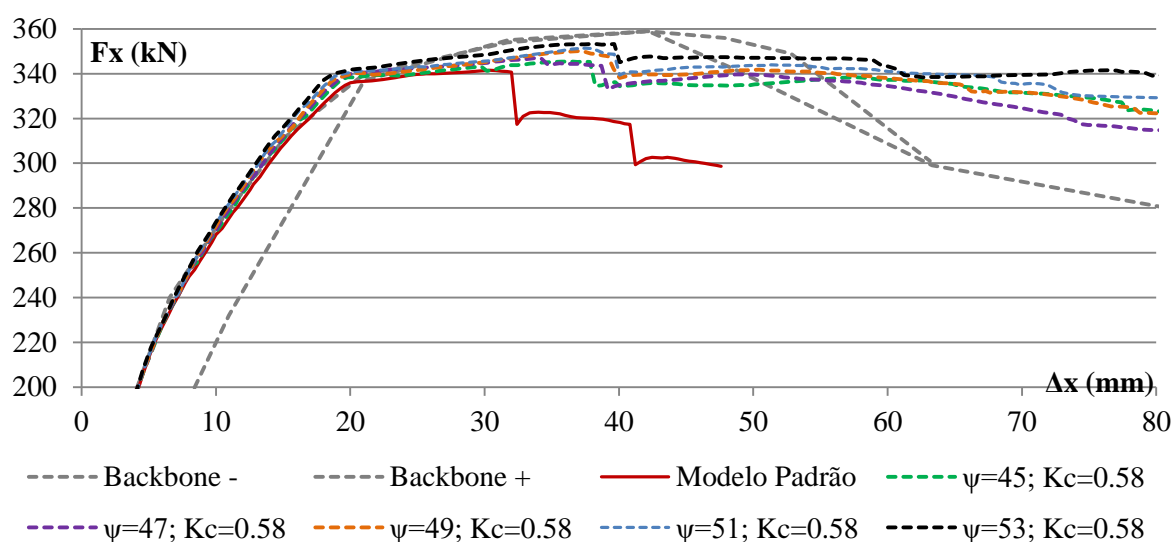


O deslocamento em que há perda de capacidade portante da simulação se aproxima do resultado experimental, se considerar a súbita queda da força como comportamento

inadequado estrutural e truncar a análise então. Quanto ao ângulo de dilatação, mantém se o comportamento esperado, isto é, ao aumentá-lo também se aumenta a força brevemente.

Segundo os resultados de ductilidade da parede DA W5, é interessante avaliar a simulação supondo K_c como 0,58. Assim, seus resultados constam na Figura 4.40.

Figura 4.40. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W2 adotando K_c igual a 0,58 no modelo CDP.



Nesta simulação, o deslocamento em que há queda da força lateral resistida é subestimado. Há um pequeno degrau no gráfico e a simulação continua, inclusive mantendo a força lateral enquanto as curvas experimentais demonstram queda na força lateral resistida. Portanto, truncar a resposta das simulações no degrau, que indica descontinuidade, é uma alternativa viável para preservar a validade dos resultados. Ademais, nos trechos em que o deslocamento supera 60 mm, a ductilidade das simulações é superestimada, incentivando o truncamento dos resultados no ponto em que há alterações súbitas.

Portanto, assumindo que a falha ocorre no ponto imediatamente anterior à queda súbita de capacidade portante, a resposta das curvas obtidas assumindo K_c como 0,57 são mais precisas do que das curvas em que se assume K_c igual a 0,58, ao focar no deslocamento último, a partir do qual há queda da força resistida. Já alterar o ângulo de dilatação leva a alterações pequenas na resposta, como esperado. A calibração do mesmo deve levar em conta as respostas das demais simulações, portanto calculada na seção 4.2.4.

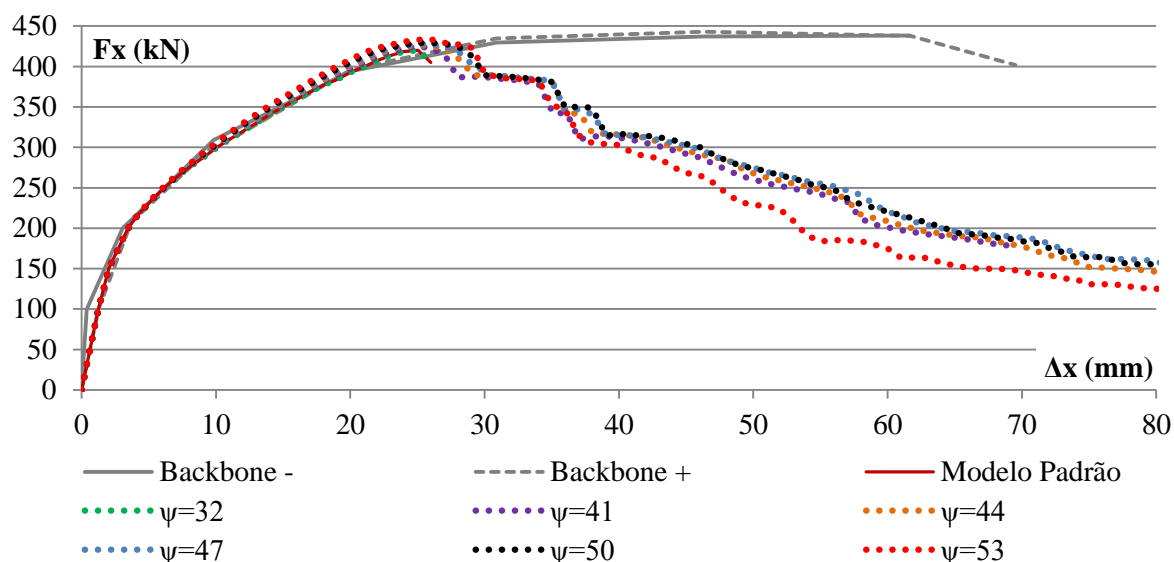
Quanto à resposta dos modelos em sua totalidade, nota-se semelhança enorme até o patamar de pico, que ocorre aproximadamente ao deslocamento de 17 mm, e força lateral de 335 kN. Até o ponto em que a não linearidade física se acentua, todos os modelos e a curva *backbone+* praticamente coincidem. Este comportamento é bastante evidente na Figura 4.35.

4.2.2.2 Simulação da parede WSH4

A parede WSH4 de Dazio, Beyer e Bachmann (2009) não possui estribos de confinamento das extremidades. Pelo observado nos modelos tridimensionais preliminares, modelos com a relação constitutiva CDP mudam seus resultados de maneira expressiva em relação à presença ou não de estribos, que são considerados por sua geometria, sem alterar parâmetros físicos dos materiais.

Na seção 4.1.2.1, ao testar a influência da presença de estribos e simultaneamente variando os parâmetros ψ e K_c do CDP, observa-se na ausência de estribos as alterações do ângulo de dilatação ψ são indiferentes na resposta. Isto é testado novamente, então altera-se o ψ no modelo da parede DA W4, e seus resultados são exibidos na Figura 4.41.

Figura 4.41. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W4 em função do ψ do CDP.

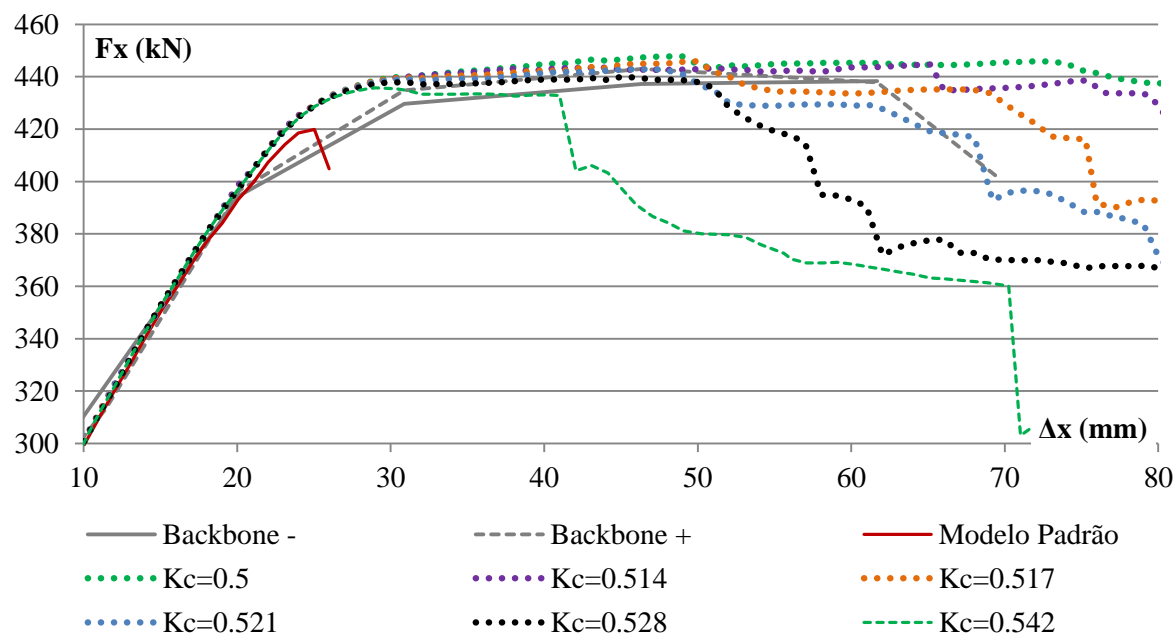


Novamente, o trecho crescente concorda com as simulações, com rigidez inicial e fissurada bastante próxima, pela análise gráfica. Ao alcançar o topo, com cerca de 25 mm, os resultados experimentais mantêm a força lateral conforme o deslocamento cresce. Já as curvas da modelagem adotada não o fazem, com forte decaimento da força conforme o deslocamento cresce.

As curvas da Figura 4.41 confirmam a hipótese de que na ausência de estribos o ψ não impacta nos resultados. Portanto, é imprescindível que o parâmetro K_c seja calibrado, tendo em vista sua grande influência na ductilidade, que foi a grande discrepância entre os resultados do experimento e das simulações.

Sendo assim, flutua-se o valor de K_c em intervalos equidistantes de 0,5; 0,521 e 0,542, em busca de resultados adequados com foco na ductilidade. As curvas força por deslocamento obtidas são mostradas na Figura 4.42.

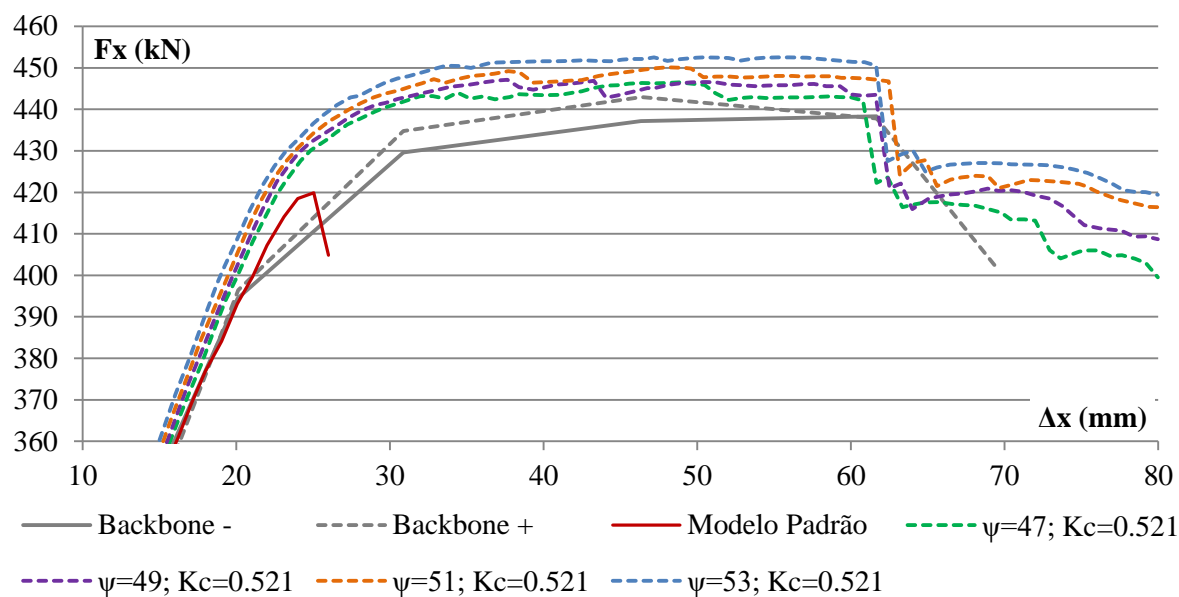
Figura 4.42. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W4 em função do K_c do CDP.



A Figura 4.42 evidencia que adotar K_c igual a 0,5 leva a uma estimativa exagerada de ductilidade, enquanto 0,521 inicia o descarregamento antes do esperado, porém consegue coincidir em alguns pontos à curva experimental. Reduzir sensivelmente o K_c para 0,517 e 0,514 leva a grandes alterações na ductilidade obtida, seus resultados também estão exibidos na Figura 4.42.

É sabido também que os parâmetros do CDP se influenciam mutuamente. Assim, fixa-se o K_c e varia-se o ψ com o objetivo de se aproximar da ductilidade experimental, chegando aos resultados da Figura 4.43.

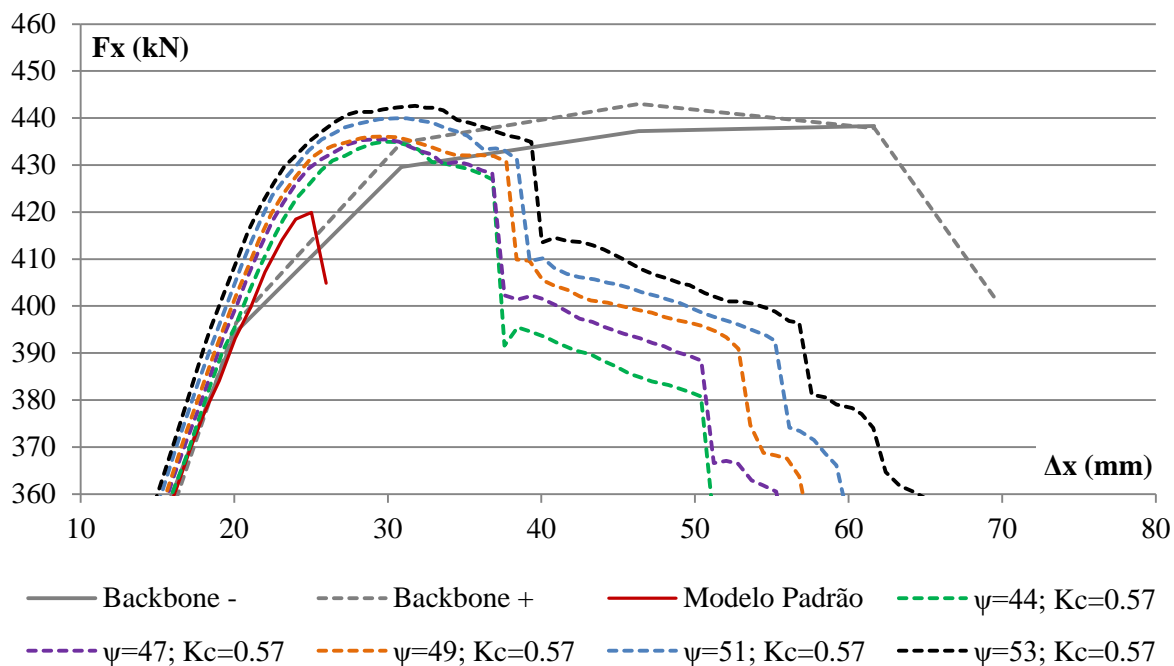
Figura 4.43. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W4 adotando K_c igual a 0,521 no modelo CDP.



Logo, fixando o K_c como 0,521 e variando o ψ , todas as simulações descrevem comportamento semelhante, alterando a força lateral de pico em apenas 2% entre si, e mantendo ductilidade semelhante, e observando perda da capacidade portante no mesmo deslocamento em que este efeito ocorre na evidência experimental. Porém, este valor de K_c leva a resposta das paredes DA W2 e W5 a um excesso de ductilidade.

Baseado na parede DA W5, é importante analisar a adoção de K_c igual a 0,57. Flutuando o valor do ângulo de dilatação ψ , chega-se aos resultados da Figura 4.44.

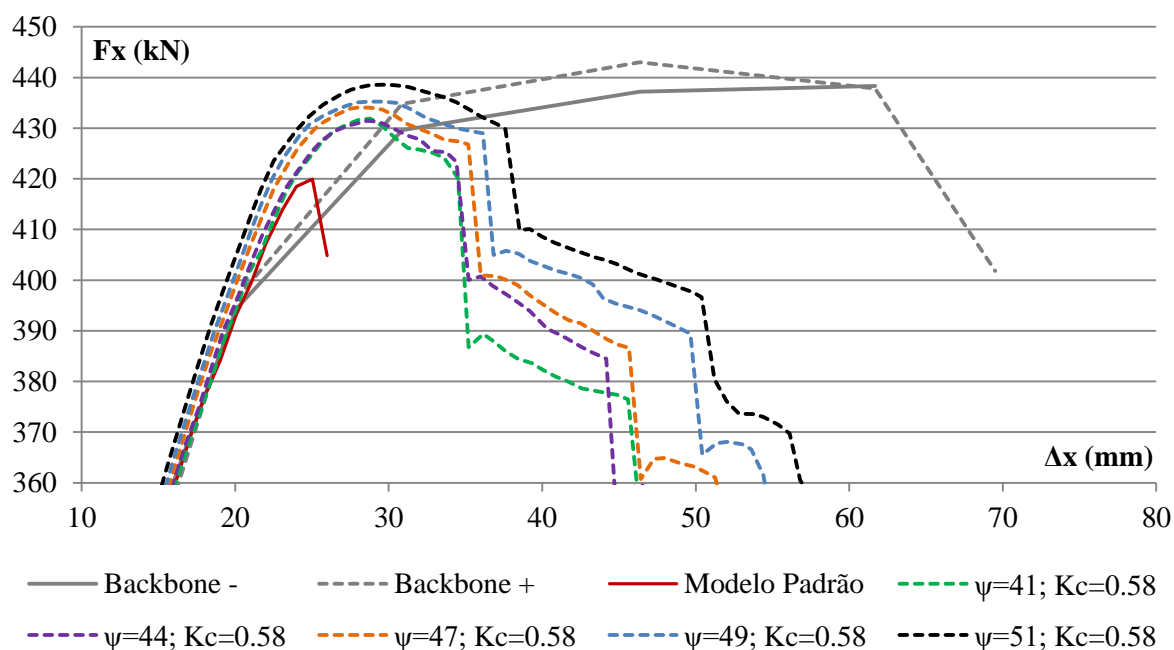
Figura 4.44. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W4 adotando K_c igual a 0,57 no modelo CDP.



Embora a alteração do ψ altere a ductilidade, nenhuma das situações leva a um comportamento próximo ao experimental. Embora este K_c subestime a ductilidade da parede DA W2, ele superestima a da parede DA W5.

Em busca de um resultado cuja ductilidade seja igual ou menor a experimental, visto que superestimá-la pode ser visto contra a segurança, supõe-se K_c igual a 0,58 e se realiza a simulação, cujos resultados constam na Figura 4.45.

Figura 4.45. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W4 adotando K_c igual a 0,58 no modelo CDP.



Logo, o valor de K_c fixado como 0,58 novamente subestima a ductilidade da parede, o que não corresponde ao comportamento experimental.

Discutindo todas as soluções obtidas para a parede DA W4, como esperado as respostas no trecho crescente são semelhantes, e praticamente independem dos parâmetros supostos. Isso fica evidente ao se acompanhar a curva “Modelo Padrão”, especialmente na Figura 4.41 e na Figura 4.42, cujos parâmetros considerados contém boa parte do espectro das variáveis ψ e K_c , e mesmo assim a visibilidade da curva “Modelo Padrão” é prejudicada tendo em vista a coincidência com as outras curvas.

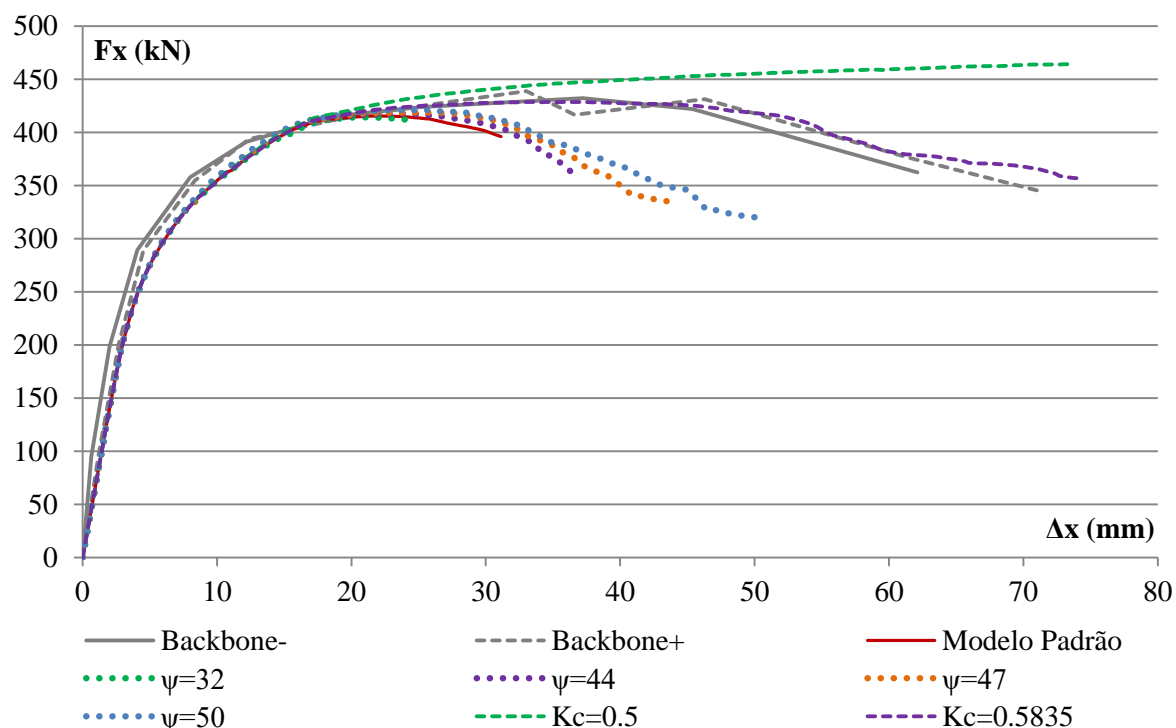
Quanto à capacidade de manutenção de força lateral da parede, K_c igual a 0,521 leva a resultados representativos, como salienta a Figura 4.43. Assumir valores maiores para este parâmetro, como mostram as demais simulações, leva a trechos decrescentes antecipados no gráfico.

Segue-se com a determinação dos parâmetros calibrados do CDP na seção 4.2.4.

4.2.2.3 Simulação da parede WSH5

No intuito de conhecer a influência dos parâmetros do CDP avaliados, que são o ângulo de dilatação ψ e o K_c , eles são variados em relação ao padrão e os resultados obtidos constam na Figura 4.46. O valor padrão do ψ é 38° e do K_c é 0,667.

Figura 4.46. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W5 em função do ψ do CDP.

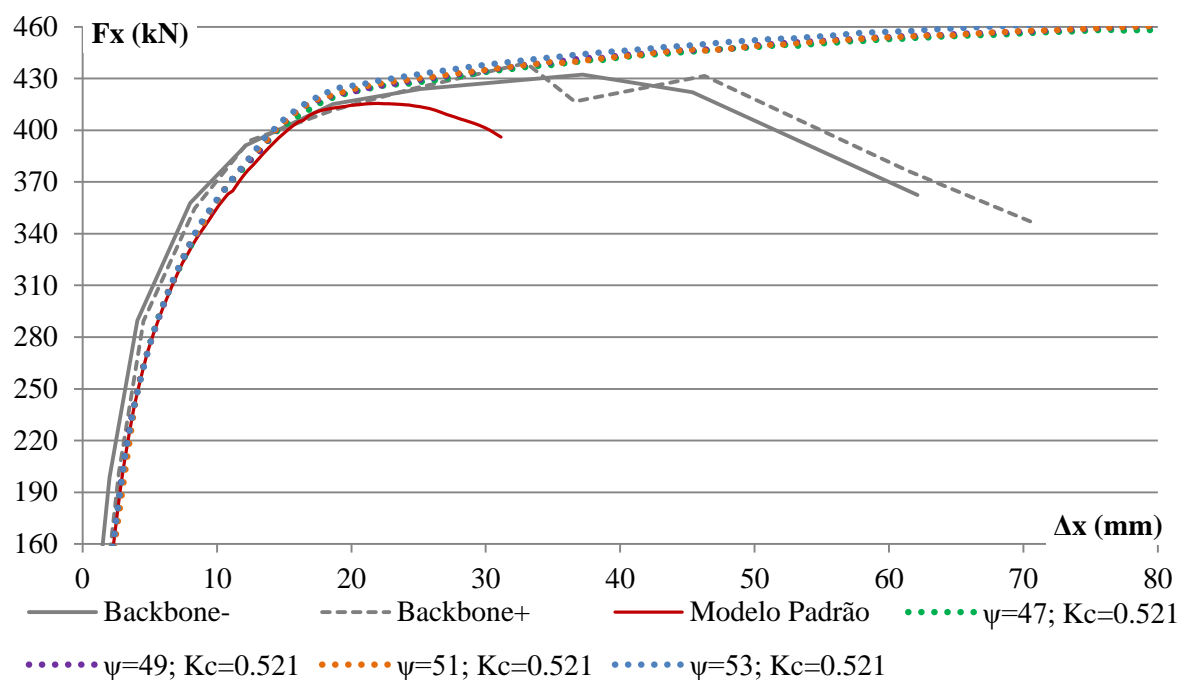


Observa-se que para a parede DA W5, variar o ângulo de dilatação causa alterações sensíveis, acrescendo a força lateral e o deslocamento suportados, enquanto a variação do K_c os altera grandemente.

No geral, as respostas das simulações perdem a capacidade portante prematuramente, com exceção ao supor K_c como 0,5, que leva a uma curva inteiramente crescente, bastante acima da curva experimental, enquanto supondo 0,5835 leva a uma resposta bastante próxima da experimental, visto que ambas apresentam redução na força lateral resistente ao mesmo nível de deslocamento.

Pelos resultados de ductilidade da parede DA W4, é pertinente analisar a parede DA W5 supondo K_c igual a 0,521 aliado a valores diversos para o ângulo de dilatação. Os resultados são representados na Figura 4.47.

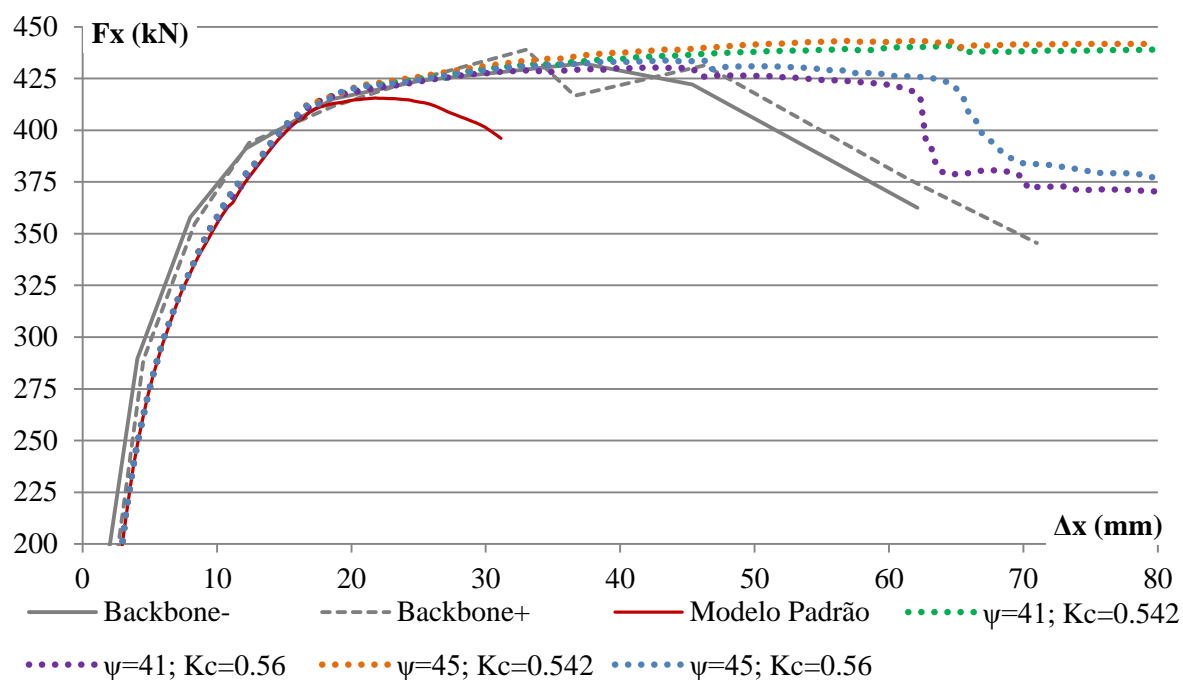
Figura 4.47. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W5 adotando K_c igual a 0,521 no modelo CDP.



Como exibido, fixando K_c como 0,521 leva as respostas dos modelos a curvas que superestimam grandemente a força lateral resistida pela estrutura. O outro parâmetro do CDP alterado é o ângulo de dilatação, porém o gráfico não indica diferença significativa na resposta ao fazê-lo.

Evidentemente, para que a simulação possa representar bem a ductilidade das paredes, o valor de K_c adotado deve ser maior que 0,521. Ao atribuí-lo 0,5835 chega-se a uma resposta relativamente próxima da curva experimental, como mostra a Figura 4.46. Assim, é interessante avaliar a influência de valores intermediários entre 0,521 e 0,5835. A resposta, variando também o valor do ψ é exibida pela Figura 4.48.

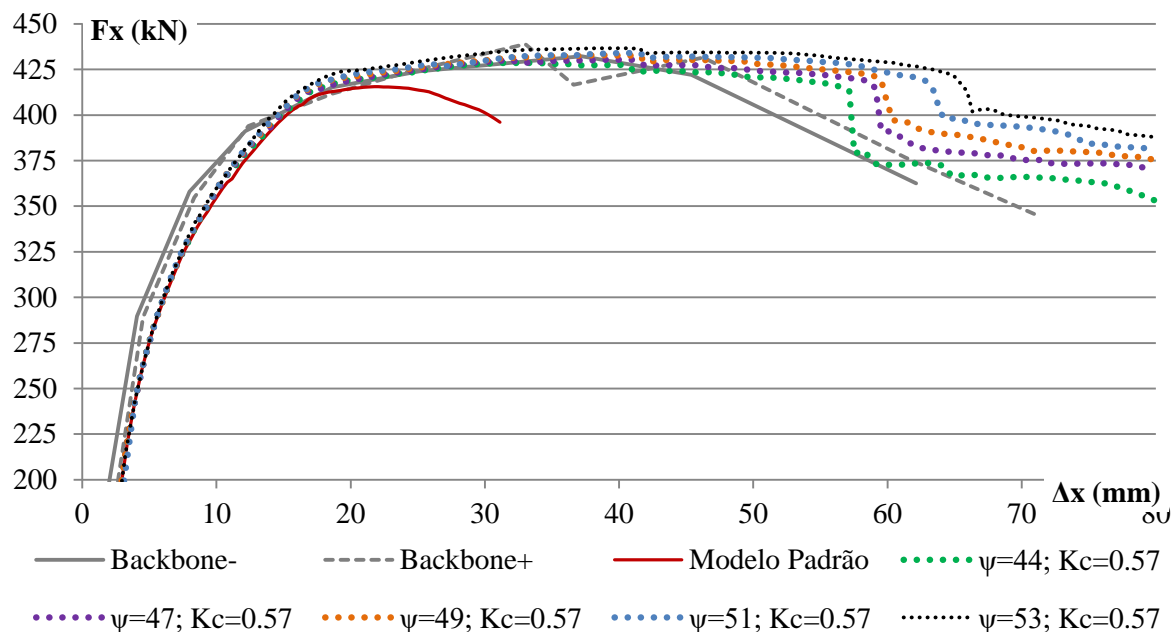
Figura 4.48. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W5 adotando K_c igual a 0,542 e 0,56 no modelo CDP.



Ambas as possibilidades levam a soluções que superestimam a ductilidade, mais uma vez. Pelo gráfico, nota-se que no caso do maior K_c adotado, que é de 0,56, torna alterações do ângulo de dilatação mais significativas nos resultados. Isso é reafirmado ao analisar as curvas obtidas supondo K_c igual a 0,521, expressas na Figura 4.47, nas quais alterar o ângulo de dilatação leva a diferenças irrisórias no comportamento obtido, ainda menos que as diferenças observadas na Figura 4.48.

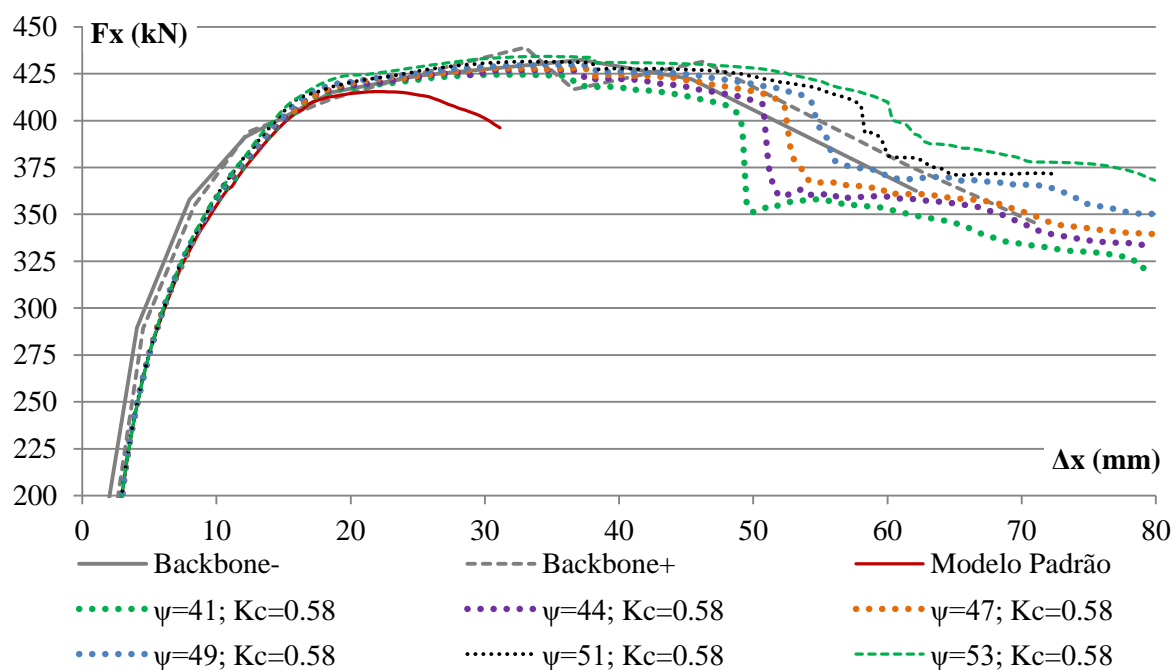
Tendo em vista que a ductilidade obtida é superestimada, testa-se aumentar o valor de K_c . Portanto, arbitrariamente este é acrescido em um centésimo para vários ângulos de dilatação possíveis, e as respostas são expressas na Figura 4.49.

Figura 4.49 Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W5 adotando K_c igual a 0,57 no modelo CDP.



Evidentemente, todas as curvas oriundas das simulações da parede DA WSH5 fixando K_c como 0.57 leva a excessiva capacidade de deslocamento no topo. Embora aumentar o valor leve os modelos da parede DA WSH4 a soluções frágeis, tal opção é preferível. Logo, arbitrariamente adotando tal parâmetro igual a 0,58, chega-se aos resultados da Figura 4.50.

Figura 4.50. Resultado da força e deslocamento no topo da parede DA W5 adotando K_c igual a 0,58 no modelo CDP.



Por fim, o deslocamento com capacidade de manutenção de força lateral obtido numericamente se aproxima das curvas experimentais. Nota-se também que as curvas com

diferentes ψ se distanciam entre si, sugerindo novamente que a resposta se torna mais sensível a este ao aumentar o K_c .

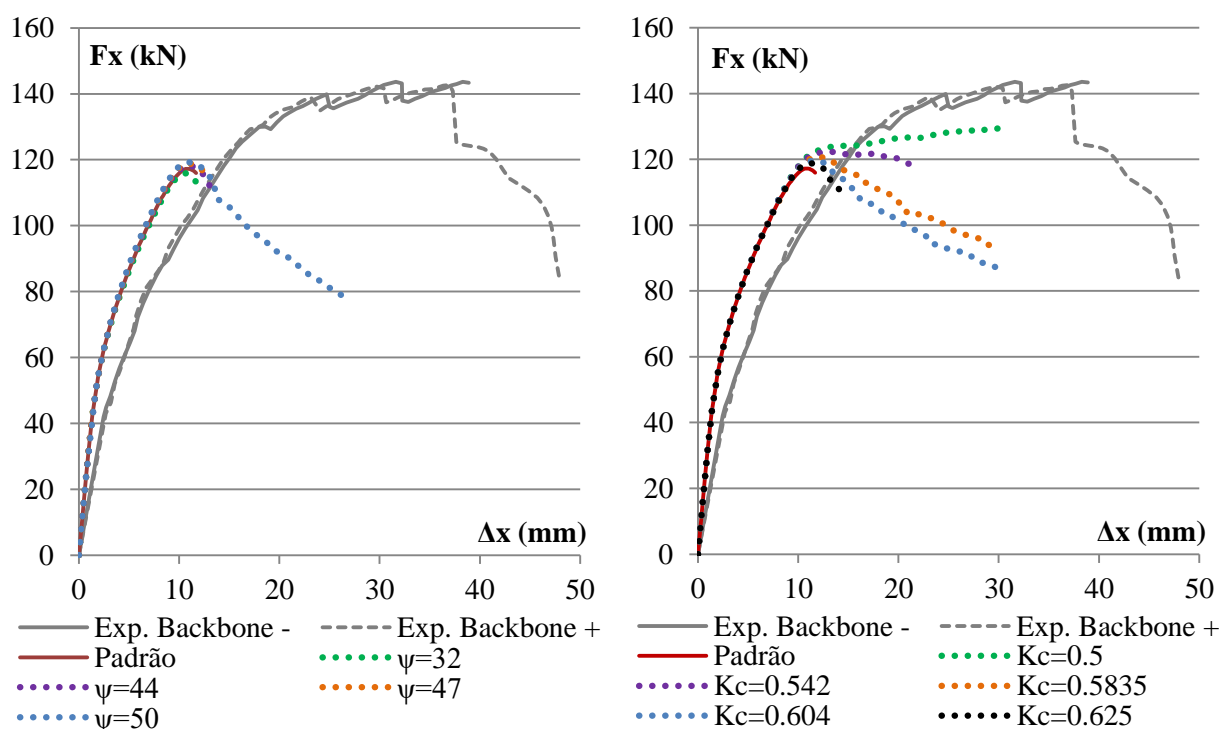
4.2.3 Comparados aos experimentos de Alarcon, Hube e de La Llera (2014)

Os autores apresentam três paredes de concreto armado com geometria e material idênticos. Sua única diferença é que no ensaio estão sujeitas a forças axiais diferentes, o que é muito interessante em termos de análise estrutural e pesquisa, evitando efeitos distintos sendo interpretados da mesma forma.

O trabalho de Alarcon, Hube e de La Llera (2014) estuda as paredes W1, W2 e W3, aqui nomeadas AL W1, AL W2 e AL W3, para diferenciar das paredes, com resultados oriundos de outras pesquisas científicas. A força axial adimensional das paredes W1, W2 e W3 é, respectivamente, 15%, 25% e 35%.

Os resultados das paredes GH W1, GH W2, DA WSH2, DA WSH4 e DA WSH5 sugerem que os parâmetros ψ e K_c do CDP possam ser calibrados para modelagem apropriada. Flutuando-os na simulação da parede AL W1, chega-se aos resultados da Figura 4.51.

Figura 4.51. Resultado da força e deslocamento no topo da parede AL W1 em função do ψ e K_c do CDP.



O modelo numérico adotado não é capaz de simular os resultados experimentais, independente das variações nos parâmetros da relação constitutiva.

Aplicando modelagem semelhante às paredes W2 e W3, as curvas força por deslocamento no topo obtidas constam nas Figura 4.52 e Figura 4.53, respectivamente.

Figura 4.52. Resultado da força e deslocamento no topo da parede AL W2 em função do ψ e K_c do CDP.

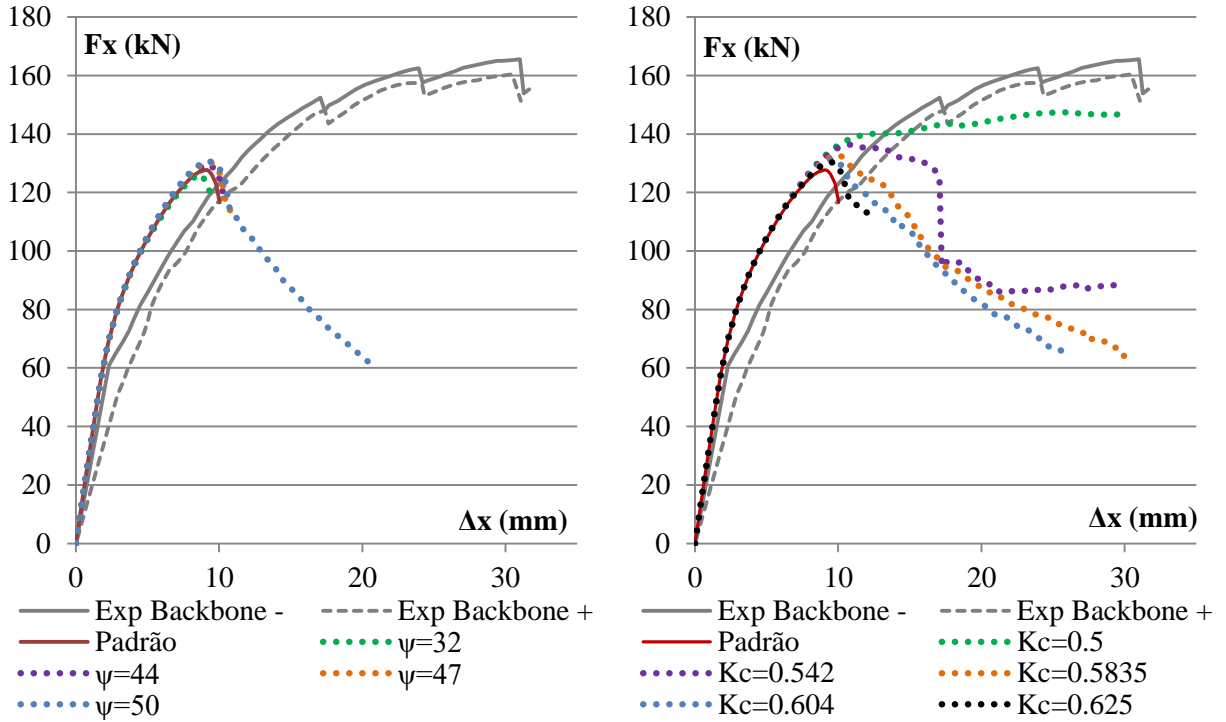
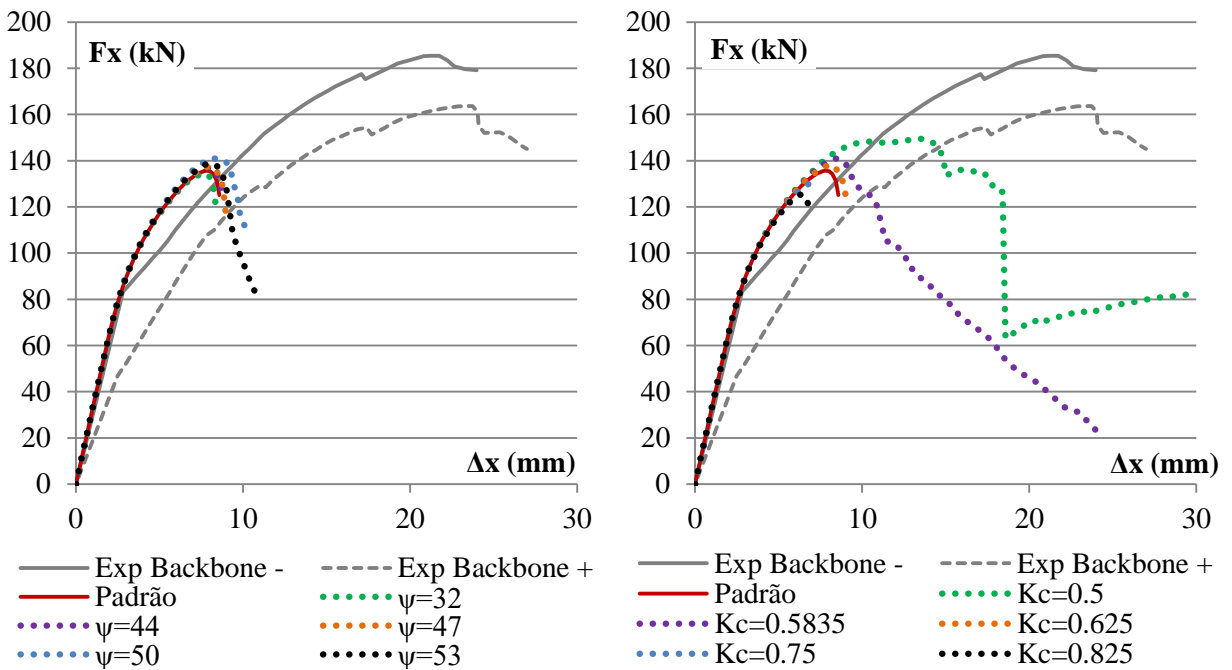


Figura 4.53. Resultado da força e deslocamento no topo da parede AL W3 em função do ψ do CDP.



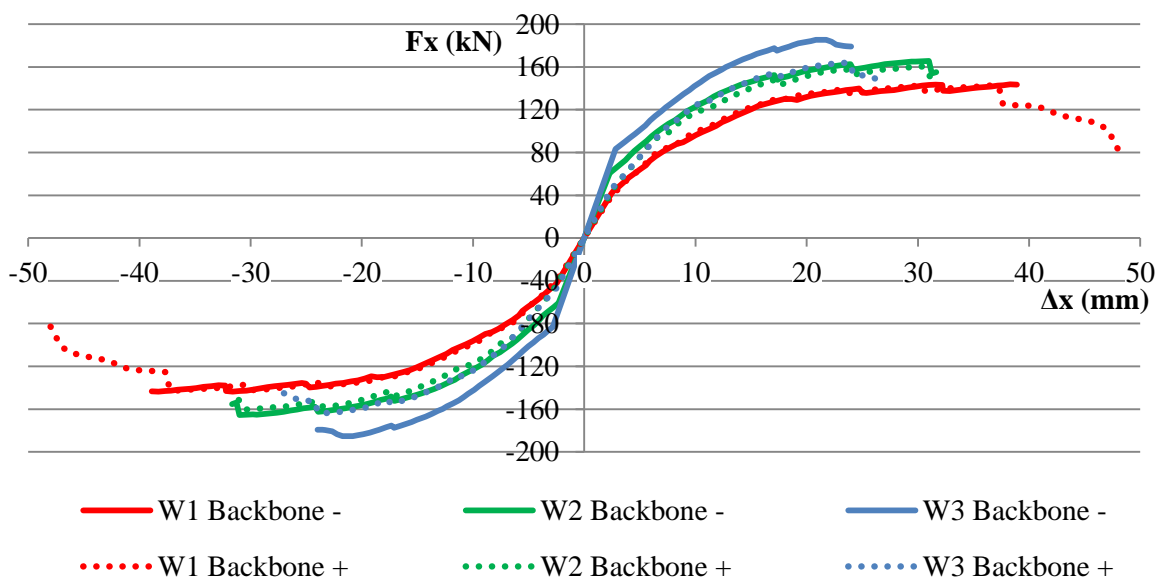
Comparando graficamente os resultados numéricos e experimentais para as paredes descritas por Alarcon, Hube e de La Llera (2014), nota-se que as simulações das paredes AL W1, AL W2 e AL W3 não refletem bem o comportamento experimental.

Para as paredes AL W2 e AL W3, os trechos iniciais das curvas numéricas ficaram bastante próximos dos resultados experimentais no ciclo negativo. Porém, esta é a única característica que coincide, dificultando quaisquer comparações diretas entre análise numérica e evidências experimentais.

Quanto a modelagem, se observa mais uma vez que os parâmetros da relação constitutiva CDP não influem no trecho ascendente inicial da curva força por deslocamento, mas alteram o trecho de platô, de maneira que reduzir o valor do parâmetro K_c influi muito na ductilidade.

É possível avaliar indiretamente a influência da força axial aplicada na força lateral e deslocamento admitido até a ruptura, analisando isoladamente as curvas experimentais e então as curvas numéricas. Recordando que as paredes AL W1, AL W2 e AL W3 estão sujeitas a aproximadamente 15%, 25% e 35% de força axial adimensional respectivamente. As curvas *backbone* modificadas positiva e negativa, aqui nomeadas como *backbone+* e *backbone-* dos resultados experimentais cíclicos seguem comparados na Figura 4.54.

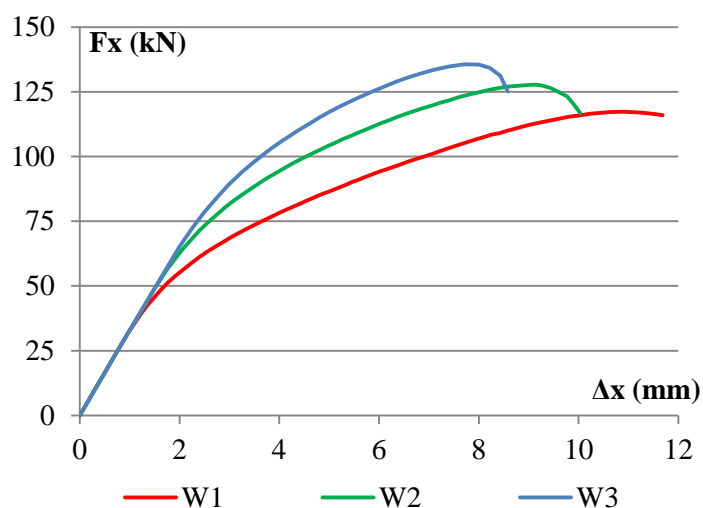
Figura 4.54. Resultado experimental expresso em curva *backbone* positiva e negativa das paredes AL W1, W2 e W3.



A Figura 4.54 evidencia o efeito da força axial na relação força lateral por deslocamento no topo das paredes: ao aumentar a força axial adimensional, nota-se um acréscimo na capacidade portante da estrutura, e uma queda no deslocamento admitido. É desejável que as simulações também demonstrem esse efeito em seus resultados.

Assim, abordando os resultados das simulações, tendo em vista que são feitas variações nos parâmetros da relação constitutiva CDP, é feita uma comparação quantitativa entre os pontos de pico de força, levando em conta a força e o deslocamento dos pontos. O gráfico usando os parâmetros padrão consta na Figura 4.55.

Figura 4.55. Resultado força e deslocamento no topo da parede AL W1, W2 e W3 pelas análises numéricas.



A comparação numérica entre força e deslocamento no ponto de força máxima, feito em comparação à parede AL W2, para a média experimental e cada análise numérica é apresentada na Tabela 4.1. O quociente entre as forças e deslocamentos obtidos dos resultados experimentais é tido como referência e os resultados de cada simulação comparados a ele, e o resultado de tais comparações consta na mesma tabela.

Tabela 4.1. Comparativos entre força de deslocamento no ponto de pico de força das paredes AL W1, W2 e W3 para resultados numéricos e experimentais.

	Comparativo entre paredes AL W1 e W2		Comparativo entre paredes AL W3 e W2		Somatório dos erros relativos aos resultados experimentais $\sum \left(1 - \frac{x_i}{x_2}\right)^2$
	$\frac{\Delta_{x,1}}{\Delta_{x,2}}$	$\frac{F_{\max,1}}{F_{\max,2}}$	$\frac{\Delta_{x,3}}{\Delta_{x,2}}$	$\frac{F_{\max,3}}{F_{\max,2}}$	
Média experimental	1.22	0.88	0.74	1.07	
Padrão	1.21	0.92	0.85	1.06	0.026
$\psi=32^\circ$	1.21	0.92	0.89	1.07	0.042
$\psi=44^\circ$	1.18	0.91	0.87	1.06	0.032
$\psi=47^\circ$	1.17	0.91	0.86	1.06	0.029
$\psi=50^\circ$	1.15	0.91	0.85	1.08	0.026
$K_c=0.5$	3.30	0.92	0.92	1.07	2.94
$K_c=0.542$	1.23	0.90	0.86	1.06	0.028
$K_c=0.5835$	1.23	0.91	0.86	1.06	0.029

Verifica-se que os resultados considerando o parâmetro K_c do CDP como 0,5 não reproduzem bem a realidade. Quanto aos demais modelos, todos conseguiram considerar de maneira proporcional a relação entre pico entre paredes com diferentes forças axiais adimensionais.

Novamente, embora as proporções são próximas, os resultados propriamente ditos foram insatisfatórios. Assim, é possível afirmar que o modelo considerado é capaz de considerar os efeitos da força axial aplicada, porém não é possível utilizar os resultados numéricos e experimentais para as demais análises no escopo deste trabalho.

4.2.4 Resultado da calibração

Retomando, a relação constitutiva adotada é o *Concrete damaged plasticity*, e os parâmetros de entrada são o ângulo de dilatação ψ , a excentricidade ϵ , relação entre resistência biaxial e uniaxial (f_b/f_c) e a relação entre os segundos invariantes dos meridianos de tração e compressão K_c . Além destes parâmetros, uma relação tensão-deformação uniaxial é requerida, e o dano pode ser considerado.

Resumindo todos os critérios fixados, a excentricidade ϵ e relação entre resistência biaxial e uniaxial (f_b/f_c) são adotados respectivamente como 0,1 e 1,16, que são os valores padrão. Nas simulações, alterá-los levava a pouca diferença na resposta, além de serem valores consolidados, e sua alteração é inoportuna.

Quanto ao K_c , é fixado com 0,58, usando como critério o comparativo entre resultados experimentais e da modelagem focando no deslocamento admitido enquanto mantém a

capacidade portante de força lateral. Simulando as paredes reportadas por Ghorbani-renani et al (2009) e Dazio, Beyer e Bachmann (2009), o K_c adotado não leva simulação alguma a exceder o deslocamento com manutenção da força lateral, embora certos resultados o subestimam, como o da parede DA W4, por exemplo, que está exposto na Figura 4.45 e apresenta queda da capacidade portante num deslocamento bastante antecipado se comparado com o resultado experimental. Mesmo assim, é preferível uma solução conservadora no caso de dimensionamento.

Quanto à relação tensão-deformação uniaxial, os resultados presentes correspondem a consideração da equação envoltória de Chang e Mander (1994), tanto na compressão quanto na tração, como consta na (2.28), em que todas as propriedades são calculadas a partir do f'_c . Para o dano, utiliza-se a equação, semelhante ao observado no trabalho de Pavlović et al (2013), dado pela equação (2.56).

Por fim, o ângulo de dilatação ψ é tomado inicialmente como 38° , porém baseado nas evidências numéricas pode ser calculado um valor ótimo que aproxime os resultados numéricos aqui obtidos aos experimentais. Como o intuito é obter um valor exato, parte-se das variáveis dependentes obtidas na análise, usando o conceito de ponto de escoamento eleito, melhor detalhado na seção 2.3. Ao aplicar este critério em todas as curvas analisadas, obtém-se os pontos de F_y e d_y , respectivamente, força e deslocamento do ponto de escoamento.

Além destes, também se calcula a rigidez entre 20 e 60% dos pontos de força máxima K_{20-60} , que é dado pelo quociente entre a diferença das forças pela diferença dos deslocamentos respectivos aos pontos de 20 e 60%. A força máxima F_{max} é o ponto extremo máximo na curva força por deslocamento; e o deslocamento último d_u é o deslocamento máximo, medido a partir da origem, que a parede não mais suporta força igual ao maior a F_y , ou ainda há descontinuidade na relação força por deslocamento.

Para exemplificar analisando a força por deslocamento experimental da parede GH W1 expressa na forma de curva *backbone*- e aplicando o critério de ductilidade de Park (1989), chega-se aos resultados da Figura 4.56. Fazendo o cálculo para as paredes GH W1, DA W2 e DA W5, chega-se aos resultados da Tabela 4.2. Sendo utilizado

Os resultados obtidos para as paredes GH W2 e DA W4 foram desprezados nesta análise. Isso é feito por ambas apresentarem propriedades não usuais ao serem comparadas as demais. Aquela é feita em escala reduzida, e esta é construída sem o uso de estribos estabilizantes, e embora seu estudo seja de inegável importância, para a simulação e posterior

análise estatística é importante fixar propriedades, e se opta por modelar paredes com estribos, pois são possuem maior aplicabilidade.

Figura 4.56. Exemplo de obtenção do ponto de escoamento segundo o critério de Park (1989) aplicado à parede GH W1, curva *backbone*-.

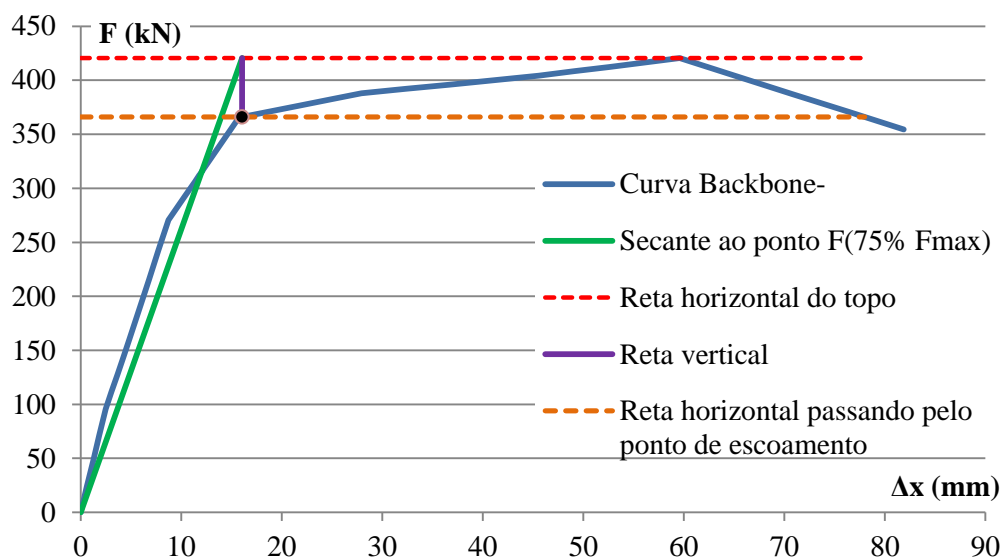


Tabela 4.2. Resultados quantitativos das simulações em função do ângulo de dilatação ψ .

	Curva F x d	F _y (kN)	d _y (mm)	K _{0.2-0.60} (kN/mm)	F _{max} (kN)	du (mm)
GH W1	Backbone -	366.0	16.05	28.49	420.58	78.00
	Backbone +	370.9	13.12	32.79	424.69	81.35
	Média	368.5	14.59	30.64	422.64	79.68
	$\psi=41^\circ$	386.3	11.37	34.66	436.89	41.93
	$\psi=44^\circ$	392.8	11.44	35.00	441.93	42.92
	$\psi=47^\circ$	395.0	11.25	35.71	444.44	43.89
	$\psi=49^\circ$	398.2	11.19	35.92	447.18	45.91
	$\psi=51^\circ$	401.7	11.18	36.44	451.06	47.90
	$\psi=53^\circ$	404.0	11.10	36.83	454.29	55.89
DA WSH2	Backbone -*	319.6	19.38	19.19	359.00	56.25
	Backbone +	295.8	13.11	33.92	359.00	63.15
	$\psi=45^\circ$	285.8	11.87	38.35	345.46	21.19
	$\psi=47^\circ$	288.2	12.00	37.16	346.97	38.70
	$\psi=49^\circ$	290.5	12.12	36.33	350.13	39.16
	$\psi=51^\circ$	291.7	12.10	36.45	351.42	39.65
	$\psi=53^\circ$	292.6	12.15	36.77	353.26	39.66
DA WSH5	Backbone-	358.5	8.081	61.95	432.31	62.13
	Backbone+	362.5	9.137	60.43	438.97	65.75
	Média	360.5	8.609	61.19	435.64	63.94
	$\psi=41^\circ$	353.1	9.530	55.21	424.59	49.17
	$\psi=44^\circ$	353.6	9.652	55.45	426.89	50.74
	$\psi=47^\circ$	354.9	9.672	55.31	427.90	52.36
	$\psi=49^\circ$	355.4	9.706	55.12	429.70	54.33
	$\psi=51^\circ$	357.1	9.782	54.79	431.50	58.02
$\psi=53^\circ$	358.7	9.927	53.64	434.25	60.04	

* Para a parede DA WSH2, o dado experimental da curva “Backbone-” é desprezado.

A curva e valores da curva experimental *backbone-* da parede DA WSH2 se mostrou dispersa em relação às demais análises concordam razoavelmente, em especial no trecho inicial ascendente, portanto o dado é apresentado, mas no cálculo se considera apenas os dados da outra curva experimental *backbone+*, e por isso não constam valores para a média dos experimentos. A discrepância é bastante evidente nos gráficos da seção 4.2.2.1.

Para comparação, calcula-se a razão entre um resultado numérico pelo ponto análogo em análise experimental, que é calculado para cada parede e variável. Se o quociente resultar na unidade, significa que numerador e denominador são iguais, entretanto um resultado menor que um significa que o resultado da simulação é menor que o experimental e vice-versa. Fazendo-o para cada simulação, obtém-se os quocientes da Tabela 4.3.

Tabela 4.3. Quociente entre as propriedades obtidas na análise numérica e experimentos.

	Ψ (°)	%F _y	%d _y	%K ₂₀₋₆₀	%F _{max}
--	------------	-----------------	-----------------	---------------------	-------------------

GH W1	41	1.048	0.780	1.131	1.034
	44	1.066	0.784	1.142	1.046
	47	1.072	0.771	1.166	1.052
	49	1.081	0.767	1.172	1.058
	51	1.090	0.766	1.190	1.067
	53	1.096	0.761	1.202	1.075
DA WSH2	45	0.966	0.905	1.130	0.962
	47	0.975	0.915	1.095	0.966
	49	0.982	0.924	1.071	0.975
	51	0.986	0.923	1.075	0.979
	53	0.989	0.927	1.084	0.984
DA WSH5	41	0.980	1.107	0.902	0.975
	44	0.981	1.121	0.906	0.980
	47	0.984	1.123	0.904	0.982
	49	0.986	1.127	0.901	0.986
	51	0.991	1.136	0.895	0.991
	53	0.995	1.153	0.877	0.997

O valor do ângulo de dilatação Ψ julgado como calibrado é tido aqui como o que acarreta menor erro na análise. Uma forma de fazer isso é somar os quocientes da Tabela 4.3 para cada simulação diferente, e então deixar cada somatório de erros como função do ângulo de dilatação, e então calcular o ângulo com o menor dos somatórios. Porém, nesta soma de quocientes, valores acima e abaixo da unidade anulam seus erros entre si, levando a uma falsa acurácia.

Uma maneira de se contornar esse empecilho é idealizar uma variável que calcula o erro, que é dado pelo quociente de comparação é subtraído da unidade e tomado em módulo. O valor mínimo obtido é zero e indica correspondência entre o resultado numérico e experimental. Resolvendo-o para as variáveis F_y , d_y , K_{20-60} , F_{max} , chega-se aos valores da Tabela 4.4.

Tabela 4.4. Erro da simulação comparada ao experimental em módulo.

	Ψ (°)	% F_y	% d_y	% K_{20-60}	% F_{max}
GH W1	41	0.0483	0.2203	0.1314	0.0337
	44	0.0660	0.2160	0.1423	0.0456
	47	0.0720	0.2290	0.1656	0.0516
	49	0.0807	0.2325	0.1724	0.0581
	51	0.0903	0.2336	0.1895	0.0673
	53	0.0964	0.2388	0.2022	0.0749
DA WSH2	45	0.0337	0.0948	0.1304	0.0377
	47	0.0255	0.0846	0.0954	0.0335
	49	0.0179	0.0759	0.0711	0.0247
	51	0.0137	0.0775	0.0745	0.0211
	53	0.0108	0.0732	0.0840	0.0160

	41	0.0204	0.1070	0.0977	0.0254
	44	0.0192	0.1212	0.0939	0.0201
DA	47	0.0156	0.1235	0.0962	0.0178
WSH5	49	0.0140	0.1274	0.0993	0.0136
	51	0.0094	0.1363	0.1046	0.0095
	53	0.0050	0.1531	0.1234	0.0032

Novamente, faz-se o somatório dos erros para cada simulação. Colocando a soma dos erros χ como função do ângulo de dilatação, é possível calcular o ponto crítico, que corresponde a um extremo local. A função que determina χ a partir de ψ é dada na equação (4.1).

$$\chi = 1,452 \cdot 10^{-4} \cdot \psi^2 - 1,349 \cdot 10^{-2} \cdot \psi + 0,3964 \quad (4.1)$$

O valor mínimo de χ corresponde ao menor erro possível pelas análises feitas é o de 46,4° também. Assim, este é o valor adotado para as simulações seguintes, e conclui a etapa de calibração.

4.3 SIMULAÇÕES E MODELOS DE REGRESSÃO MULTIVARIADA

Com o intuito de aumentar a amostra, utiliza-se de simulações calibradas pelos experimentos para determinar o comportamento de paredes estruturais em concreto armado. Para isso, é importante fixar as propriedades geométricas e físicas determinantes da resposta estrutural e que estejam contidas nos limites da calibração, que pode não representar bem o comportamento em situações distintas daquelas em que foi realizada.

As variáveis julgadas mais relevantes para serem levadas em conta como variáveis independentes são adotadas e explicadas segundo a seção 2.11. São elas: resistência à compressão do concreto f'_c , força axial adimensional v , taxa de armadura longitudinal ρ , altura h_w , relação de aspecto (h_w/l_w) e relação entre largura e espessura (l_w/h).

Quanto aos limites adotados, nas referências experimentais, f'_c está entre 28 e 43. Assim, esta é exatamente a amplitude admitida como escopo deste trabalho. É relevante salientar que o parâmetro f'_c entre 28 e 43 MPa, corresponde ao f_{ck} sujeito ao intervalo de 20 e 35 MPa.

Para a força axial adimensional v , toma-se 15% e 30%. Devido a grande área da seção transversal e as limitações de vão das vigas e lajes, as paredes costumemente não sustentam grandes tensões axiais (ALARCON; HUBE; DE LA LLERA, 2014; DAZIO; BEYER; BACHMANN, 2009). As paredes GH W1 e DA W2 e W4 apresentam v contido entre 0 e 13% e portanto seus resultados experimentais subsidiam apenas tal limite. Porém o comparativo entre experimental e modelo das paredes AL W1, W2 e W3 permite admitir que

a simulação até o nível de v de 35% prevê resultados satisfatórios. Aqui imagina-se que devido à grande contribuição da ação permanente de peso, e por ser o limite inferior abordado por Alarcon, Hube e de la Llera (2014), 15% como força axial adimensional mínima. Quanto ao valor máximo, adota-se 30% e por ser próximo ao limite superior dos experimentos, mas limitado pelo dobro do outro valor testado para não criar uma amplitude demasiada entre os valores simulados.

Lembrando que a força adimensional axial é calculada neste trabalho usando a resistência média f'_c , ao invés de se usar o f_{ck} . O trabalho de Alarcon, Hube e de la Llera (2014) aborda a fundo a influencia desta variável.

Para a relação de aspecto (h_w/l_w) toma-se os limites impostos pelos experimentos novamente, que é de 2,5 e 2,08. Ao aumentá-la, obtém-se um elemento esbelto, cujo comportamento deve se assemelhar ao de um pilar. Já ao reduzi-la, aumenta-se a importância do esforço cortante, possivelmente alterando a resposta observada. Portanto para não comprometer a qualidade da calibração, estes são os limites fixados.

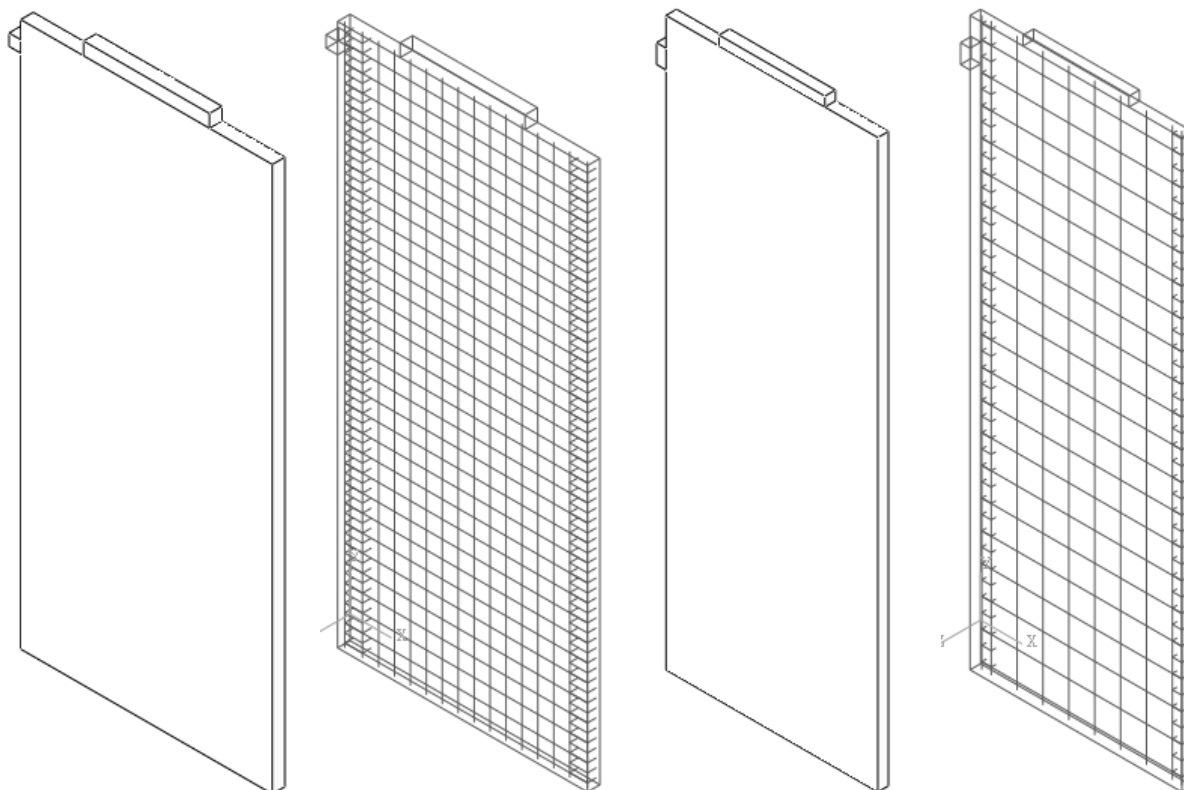
O quociente entre a largura e espessura (l_w/h) é limitado entre 5 e 10. Os experimentos possuem (l_w/h) entre 6,5 e 13,3. Os limites escolhidos são exatamente para considerar o da norma brasileira, que caracteriza pilares-parede elementos de superfície se sua seção transversal possui relação entre medidas maior do que 5. O limite superior é fixo para não superar o dobro do mínimo, assim como no caso da força axial adimensional.

A altura da parede h_w é atribuída como 2,8 e 4,5 metros. O valor mínimo é adotado para representar o pé-direito estrutural mínimo em estruturas corriqueiras. O valor máximo seria desejável como 5,6, para representar o pé-direito duplo. Porém, as evidencias experimentais possuem altura máxima próxima a 4,5 metros, então tomado como limite superior.

Finalmente, ao variar três parâmetros ortogonais da geometria, uma propriedade mecânica, o esforço axial e a quantidade de armadura, cada uma destas variáveis considerada em dois pontos, chega-se a sessenta e quatro simulações no total.

A estrutura é construída sem vigas de topo e de base, semelhante aos usados em relação aos experimentos de GH W1 e GH W2. A aplicação da força axial no topo e lateral na borda é feita usando blocos com material elástico ideal. A Figura 4.57 exemplifica duas geometrias e a armadura disposta nestas.

Figura 4.57. Ilustração da região de concreto e armaduras das paredes com (h_w, l_w, h) igual a $(4,5\text{m}; 2,163\text{m}; 0,216\text{m})$ à esquerda e $(2,8\text{m}; 1,12\text{m}; 0,112\text{m})$ à direita.



As simulações considerando todos os 64 conjuntos de parâmetros independentes e seus respectivos resultados constam na Tabela 4.5. Para facilitar a visualização, são agrupados em oito grupos com oito simulações em cada.

Tabela 4.5. Propriedades mecânicas obtidas a partir das simulações.

Variáveis independentes						Variáveis dependentes				
f'_c (MPa)	ν	ρ (%)	h_w (m)	l_w (m)	h (m)	F_y (kN)	dy (mm)	K_{20-60} (kN/mm)	F_{max} (kN)	du (mm)
28	0,15	0,5	4,5	2,163	0,433	1270,9	13,67	174,60	1464,4	116,83
28	0,15	0,5	4,5	2,163	0,216	642,2	12,62	91,02	733,7	75,96
28	0,15	0,5	4,5	1,8	0,36	719,9	14,58	97,31	828,4	75,26
28	0,15	0,5	4,5	1,8	0,18	368,8	14,06	46,86	420,4	76,04
28	0,15	0,5	2,8	1,346	0,269	487,5	8,12	111,58	561,4	89,12
28	0,15	0,5	2,8	1,346	0,135	247,6	7,82	57,32	283,4	35,18
28	0,15	0,5	2,8	1,12	0,224	278,0	8,89	58,19	319,6	99,35
28	0,15	0,5	2,8	1,12	0,112	140,5	8,45	29,67	160,2	44,21
28	0,15	1,5	4,5	2,163	0,433	1980,4	23,04	133,42	2254,0	54,33
28	0,15	1,5	4,5	2,163	0,216	971,2	18,30	84,47	1090,0	48,83
28	0,15	1,5	4,5	1,8	0,36	1182,8	25,65	66,96	1330,4	48,20
28	0,15	1,5	4,5	1,8	0,18	609,8	23,20	36,94	690,9	53,51
28	0,15	1,5	2,8	1,346	0,269	751,2	13,95	85,49	862,4	40,32
28	0,15	1,5	2,8	1,346	0,135	375,6	11,33	49,95	427,1	21,65
28	0,15	1,5	2,8	1,12	0,224	462,0	16,09	41,23	522,2	47,66
28	0,15	1,5	2,8	1,12	0,112	234,4	14,62	22,89	266,6	34,67
28	0,3	0,5	4,5	2,163	0,433	1782,6	14,41	199,59	2025,9	43,39
28	0,3	0,5	4,5	2,163	0,216	896,1	14,21	99,61	1014,0	31,92
28	0,3	0,5	4,5	1,8	0,36	1010,0	15,32	105,32	1146,9	47,51
28	0,3	0,5	4,5	1,8	0,18	514,3	15,07	53,24	579,1	34,19
28	0,3	0,5	2,8	1,346	0,269	688,8	8,67	124,89	783,9	31,09
28	0,3	0,5	2,8	1,346	0,135	342,6	8,33	65,25	388,4	20,55
28	0,3	0,5	2,8	1,12	0,224	389,9	9,32	66,96	443,1	34,30
28	0,3	0,5	2,8	1,12	0,112	191,6	8,62	34,49	216,3	20,15
28	0,3	1,5	4,5	2,163	0,433	2250,2	17,22	194,81	2499,6	46,14
28	0,3	1,5	4,5	2,163	0,216	1113,2	15,52	105,22	1221,4	32,96
28	0,3	1,5	4,5	1,8	0,36	1349,3	19,91	102,30	1500,4	39,12
28	0,3	1,5	4,5	1,8	0,18	706,1	19,62	53,01	779,0	34,55
28	0,3	1,5	2,8	1,346	0,269	865,0	10,24	125,73	964,3	28,55
28	0,3	1,5	2,8	1,346	0,135	434,1	9,55	67,83	479,6	17,57
28	0,3	1,5	2,8	1,12	0,224	530,5	12,70	63,91	590,5	30,59
28	0,3	1,5	2,8	1,12	0,112	264,8	11,49	34,17	293,5	21,67
43	0,15	0,5	4,5	2,163	0,433	1669,0	12,40	238,77	1909,2	82,88
43	0,15	0,5	4,5	2,163	0,216	834,1	11,59	123,66	949,1	54,99
43	0,15	0,5	4,5	1,8	0,36	944,4	13,24	125,78	1079,9	83,40
43	0,15	0,5	4,5	1,8	0,18	478,9	12,88	63,49	544,3	54,37
43	0,15	0,5	2,8	1,346	0,269	641,2	7,41	151,78	733,4	39,16
43	0,15	0,5	2,8	1,346	0,135	322,3	7,11	77,59	366,8	25,18
43	0,15	0,5	2,8	1,12	0,224	364,3	8,11	78,75	415,9	51,84
43	0,15	0,5	2,8	1,12	0,112	182,9	7,79	40,20	207,8	25,00

Tabela 4.5, (Continuação) Propriedades mecânicas obtidas a partir das simulações.

Variáveis independentes						Variáveis dependentes				
f'_c (MPa)	ν	ρ (%)	h_w (m)	l_w (m)	h (m)	F_y (kN)	dy (mm)	K_{20-60} (kN/mm)	F_{max} (kN)	du (mm)
43	0,15	1,5	4,5	2,163	0,433	2479,5	19,62	189,56	2759,4	41,45
43	0,15	1,5	4,5	2,163	0,216	1273,5	18,27	102,12	1412,8	37,70
43	0,15	1,5	4,5	1,8	0,36	1462,6	22,25	95,50	1617,0	39,91
43	0,15	1,5	4,5	1,8	0,18	763,4	21,27	50,09	848,9	38,70
43	0,15	1,5	2,8	1,346	0,269	961,6	12,19	119,13	1070,0	21,33
43	0,15	1,5	2,8	1,346	0,135	479,9	10,55	66,92	530,6	20,23
43	0,15	1,5	2,8	1,12	0,224	568,1	13,87	59,95	626,0	31,56
43	0,15	1,5	2,8	1,12	0,112	288,6	12,73	31,90	320,9	21,27
43	0,3	0,5	4,5	2,163	0,433	2263,2	11,88	258,32	2476,2	16,82
43	0,3	0,5	4,5	2,163	0,216	898,2	7,51	137,05	937,8	8,83
43	0,3	0,5	4,5	1,8	0,36	1374,7	15,07	132,39	1530,2	36,23
43	0,3	0,5	4,5	1,8	0,18	638,6	12,07	69,56	691,9	15,62
43	0,3	0,5	2,8	1,346	0,269	920,4	8,07	161,92	1020,5	13,01
43	0,3	0,5	2,8	1,346	0,135	373,4	5,01	87,58	394,6	6,06
43	0,3	0,5	2,8	1,12	0,224	528,4	9,00	84,34	587,0	25,93
43	0,3	0,5	2,8	1,12	0,112	246,7	7,47	43,89	269,2	10,09
43	0,3	1,5	4,5	2,163	0,433	2287,1	9,86	290,47	2436,0	13,36
43	0,3	1,5	4,5	2,163	0,216	876,4	6,38	149,09	905,6	8,01
43	0,3	1,5	4,5	1,8	0,36	1534,5	14,20	145,17	1662,5	18,54
43	0,3	1,5	4,5	1,8	0,18	649,6	9,61	80,29	682,4	11,30
43	0,3	1,5	2,8	1,346	0,269	933,3	6,50	183,97	1003,6	8,88
43	0,3	1,5	2,8	1,346	0,135	367,2	4,16	95,44	380,8	4,87
43	0,3	1,5	2,8	1,12	0,224	573,6	7,99	94,19	618,5	10,27
43	0,3	1,5	2,8	1,12	0,112	257,7	6,15	50,37	272,8	7,37

A correlação linear entre as variáveis dependentes e os conjuntos estimados para determinação do comportamento, detalhados na seção 2.11, constam na Tabela 4.6. Lembrando que cada conjunto é considerado na correlação como uma variável independente com influência linear na variável dependente.

Tabela 4.6. Correlação entre as variáveis dependentes e conjuntos independentes.

	F _y	K ₂₀₋₆₀	F _{max}	d _y	d _u
$\frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w}$	0,929	0,902	0,928	0,292	0,197
$\frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w}$	0,868	0,605	0,864	0,536	0,071
$\frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot \nu$	0,858	0,896	0,844	0,100	-0,116
$\frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h \cdot l_w^3}{h_w^3}$	0,882	0,950	0,885	0,160	0,193
$\frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w}$	0,769	0,584	0,764	0,403	-0,045
$\frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h \cdot l_w^3}{h_w^3} \cdot \nu$	0,797	0,921	0,785	-0,030	-0,161
$\frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w} \cdot \nu$	0,707	0,642	0,691	0,176	-0,226
$\frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h_w^2}{l_w}$	0,460	0,244	0,454	0,481	0,133
h_w	0,635	0,392	0,637	0,623	0,316
$\frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h_w^2}{l_w} \cdot \nu$	0,364	0,315	0,342	0,044	-0,383
$h_w \cdot \nu$	0,445	0,396	0,427	0,090	-0,320
$\frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h_w^2}{l_w}$	0,460	0,244	0,454	0,481	0,133
h_w	0,635	0,392	0,637	0,623	0,316
$\frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h_w^2}{l_w} \cdot \nu$	0,364	0,315	0,342	0,044	-0,383
$h_w \cdot \nu$	0,445	0,396	0,427	0,090	-0,320

Partindo da equação (2.69) e dos resultados obtidos nas simulações, calcula-se os coeficientes c_1 , c_2 e c_3 , obtendo os resultados na equação (4.2).

$$F_y = \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot 55,01 + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w} \cdot 6,459 + \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot \nu \cdot 104,23 + 89,86 \quad (4.2)$$

O coeficiente de ajuste R^2 obtido é de 0,9527, e o R^2 ajustado é de 0,9504, o que indica uma boa correlação. Os resultados do teste t de *Student* para cada coeficiente constam na Tabela 4.7 e o teste do valor-p obtido para o modelo é 0,0000, portanto há significância do modelo.

Tabela 4.7. Teste t de *Student* e valor-p de cada coeficiente da variável F_y .

Coefficiente	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_1	55,01	7,864	7	0	39,28	70,74
c_2	6,459	0,65	9,94	0	5,159	7,759
c_3	104,2	26,62	3,92	0	50,99	157,5
Constante	89,86	27,97	3,21	0,002	33,92	145,8

A força lateral máxima F_{max} tem seus coeficientes descritos na equação (4.3), definindo os coeficientes c_4 , c_5 e c_6 .

$$F_{max} = \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot 67,79 + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w} \cdot 7,014 + \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot \nu \cdot 87,76 + 104,3 \quad (4.3)$$

O R^2 desta regressão é 0,9423 e o R^2 ajustado é de 0,9394, indicando boa significância. O teste t de *Student* tem valor-p de 0,0000, indicando significância, e o teste para cada variável consta na Tabela 4.8.

Tabela 4.8. Teste t de *Student* e valor-p de cada coeficiente da variável F_{max} .

Coeficiente	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_4	67,79	9,629	7,04	0	48,53	87,05
c_5	7,014	0,796	8,81	0	5,422	8,606
c_6	87,76	32,59	2,69	0,009	22,57	153,0
Constante	104,3	34,24	3,05	0,003	35,78	172,8

Para a relação entre força e deslocamento diferenciais entre 20 e 60% da força máxima K_{20-60} , a equação (4.4) apresenta os resultados dos coeficientes c_7 , c_8 , c_9 e c_{10} .

$$K_{20-60} = \frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h \cdot l_w^3}{h_w^3} \cdot (816,9 - 85,44 \cdot \nu) + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w} \cdot (78,10 \cdot \nu - 21,64) + 5,99 \quad (4.4)$$

Para a regressão da equação da variável K_{20-60} , o R^2 é 0,9831 e o R^2 ajustado equivale a 0,9820, indicando boa significância, assim como o valor-p nulo obtido. Os testes parciais para cada coeficiente constam na Tabela 4.9.

Tabela 4.9. Teste t de *Student* e valor-p de cada coeficiente da variável K_{20-60} .

Coeficiente	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_7	816,9	46,28	17,65	0	724,3	909,5
c_8	-21,64	2,398	-9,020	0	-26,44	-16,84
c_9	-85,44	189,7	-0,450	0,654	-465,1	294,2
c_{10}	78,10	10,11	7,720	0	57,87	98,34
Constante	5,990	1,930	3,100	0,003	2,129	9,851

Neste teste, a probabilidade da variável c_9 excede os 5% de significância tolerada, indicando que tal coeficiente não contribui para a estimativa e é vantajoso desprezá-la. Removendo-a e calculando novamente, chega-se na equação (4.5), com os coeficientes restantes c_7 , c_8 e c_{10} . O R^2 da regressão é 0,9831 e o R^2 ajustado é 0,9822. O valor-p é nulo, indicando significância da regressão, e o teste F para cada coeficiente é dado na Tabela 4.10.

$$K_{20-60} = \frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h \cdot l_w^3}{h_w^3} \cdot (797,64) + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w} \cdot (74,06 \cdot \nu - 20,73) + 5,99 \quad (4.5)$$

Tabela 4.10. Teste t de *Student* e valor-p de cada coeficiente da variável K_{20-60} , exceto c_9 .

Coeficiente	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_7	797,6	17,76	44,92	0	762,1	833,2
c_8	-20,73	1,278	-16,2	0	-23,28	-18,17
c_{10}	74,06	4,592	16,13	0	64,87	83,24
Constante	5,990	1,917	3,13	0,003	2,156	9,824

Tendo em vista os valores obtidos, há significância para as demais variáveis.

Quanto ao deslocamento no topo no escoamento d_y , a regressão linear leva aos coeficientes c_{11} , c_{12} , c_{13} e c_{14} da Tabela 4.11, sendo que a regressão tem valor-p nulo, indicando significância. O R^2 é 0,5051 e o R^2 ajustado é 0,4716, sugerindo correlação existente, porém fraca.

Tabela 4.11. Coeficientes e seus respectivos testes t de *Student* para variável d_y , iteração 1.

Coeficiente	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_{11}	0,1417	0,1946	0,73	0,469	-0,2478	0,5312
c_{12}	2,827	2,715	1,04	0,302	-2,605	8,259
c_{13}	-0,8981	0,8207	-1,09	0,278	-2,540	0,7441
c_{14}	6,776	11,24	0,6	0,549	-15,73	29,28
Constante	-0,4446	1,947	-0,23	0,82	-4,342	3,452

Como se observa, os testes parciais t sugerem significância pobre. A constante é a que apresenta o maior valor-p, portanto é removida e a análise refeita. O R^2 e R^2 ajustado ficam altos pela formulação comum, respectivamente, 0,9354 e 0,9311. Porém, eles não são consistentes estatisticamente, pois ao forçar a constante, os valores utilizados aumentam a soma dos quadrados dos totais, aproximando R^2 da unidade.

Assim, fixando o total da soma dos quadrados da análise como o mesmo valor sem forçar a constante, obtém-se os valores 0,5047 e 0,4799 para o R^2 e R^2 ajustado. O R^2 diminuiu e o R^2 ajustado aumentou em relação à análise anterior. A regressão apresenta valor-p nulo, os coeficientes e seus respectivos testes t parciais na Tabela 4.12.

Tabela 4.12. Coeficientes e seus respectivos testes t de *Student* para variável d_y , iteração 2.

Coeficiente	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_{11}	0,1417	0,1931	0,7300	0,4660	-0,2445	0,5280
c_{12}	2,711	2,646	1,0200	0,3100	-2,581	8,004
c_{13}	-0,8981	0,8142	-1,100	0,2740	-2,527	0,7305
c_{14}	6,776	11,16	0,6100	0,5460	-15,54	29,09

Como indica o teste parcial t , a variável c_{14} possui maior probabilidade de não representar bem o modelo. Removendo-a da análise e refazendo a regressão, o valor-p obtido é nulo e os testes t de cada variável restante são apresentados na Tabela 4.13. O R^2 e R^2 ajustado obtidos são 0,5016 e 0,4853, respectivamente.

Tabela 4.13. Coeficientes e seus respectivos testes t de *Student* para variável d_y , iteração 3.

Coeficiente	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_{11}	0,0315	0,0659	0,4800	0,634	-0,1002	0,1633
c_{12}	4,236	0,8323	5,090	0,000	2,572	5,900
c_{13}	-0,4084	0,1132	-3,610	0,001	-0,6348	-0,1821

Nesta regressão, apenas o coeficiente c_{11} tem valor-p acima de 0,05, portanto é estimada uma nova regressão linear, em que o valor-p é nulo, o R^2 é 0,4998 e o R^2 ajustado é 0,4917. Removendo c_{11} O teste t de cada variável é Tabela 4.14.

Tabela 4.14. Coeficientes e seus respectivos testes t de *Student* para variável d_y , iteração 4.

Coeficiente	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_{12}	4,600	0,3371	13,65	0,000	3,926	5,274
c_{13}	-0,3875	0,1037	-3,74	0,000	-0,5949	-0,1801

Finalmente, a equação (4.6) demonstra a estimativa da variável d_y , com os coeficientes c_{12} e c_{13} . Pelos valores de R^2 apresentados, é apenas uma estimativa fraca e aproximadamente metade dos fatores que influenciam no valor de d_y não são levados em consideração pelo modelo.

$$d_y = \frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h_w^2}{l_w} \cdot v \cdot (-0,3875) + h_w \cdot 4,6 \quad (4.6)$$

Finalmente, para a variável d_u faz-se a sequência de regressões usando os mesmos critérios admitidos para a variável d_y . São feitas três tentativas e chega-se em uma equação com termos significantes. A Tabela 4.15 mostra os resultados obtidos a cada iteração.

Tabela 4.15. Coeficientes e seus testes t e parciais para regressão variável d_u .

Iteração 1. Incluindo as variáveis c_{15} , c_{16} , c_{17} e c_{18} . Com constante.						
$R^2=0,5280$; R^2 ajustado= $0,4960$; Valor-P= $0,00$						
	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_{15}	-0,9808	0,9404	-1,040	0,301	-2,863	0,9010
c_{16}	33,67	13,12	2,570	0,013	7,428	59,92
c_{17}	0,5746	3,965	0,140	0,885	-7,360	8,509
c_{18}	-58,91	54,33	-1,080	0,283	-167,6	49,80
Constante	4,51	9,409	0,480	0,633	-14,31	23,34
Iteração 2. Incluindo as variáveis c_{15} , c_{16} e c_{18} . Com constante.						
$R^2=0,5279$; R^2 ajustado= $0,5043$; Valor-P= $0,00$						
	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_{15}	-0,8515	0,2950	-2,89	0,005	-1,441	-0,2615
c_{16}	31,92	5,008	6,37	0,00	21,90	41,94
c_{18}	-51,12	7,530	-6,79	0,00	-66,18	-36,06
Constante	4,515	9,332	0,48	0,63	-14,15	23,18
Iteração 3. Incluindo as variáveis c_{15} , c_{16} e c_{18} . Sem constante.						
$R^2=0,5260$; R^2 ajustado= $0,5105$; Valor-P= $0,00$						
	Média	Desvio Padrão	t	P> t	Intervalo a 95% de confiança	
c_{15}	-0,8515	0,2931	-2,91	0,005	-1,438	-0,2654
c_{16}	33,09	4,354	7,60	0,000	24,38	41,80
c_{18}	-51,12	7,483	-6,83	0,000	-66,08	-36,16

Portanto, tendo em vista que na terceira iteração encontra-se significância para o modelo adotado e todos os coeficientes utilizados. O que fixa a expressão para a variável d_u como indica a equação (4.7).

$$d_u = \frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h_w^2}{l_w} \cdot (-0,8515) + h_w \cdot (33,09 - v \cdot 51,12) \quad (4.7)$$

Pelo coeficiente de correlação ajustado R^2 fornecido, confirma-se que existe correlação entre as variáveis, entretanto é uma relação pobre. Um resultado já esperado, tendo em vista que a variável d_y também é caracterizada por incerteza razoável em sua estimativa.

Quanto as unidades, admite-se as mesmas fixadas na Tabela 4.5, isto é, para as variáveis independentes: a resistência à compressão do concreto f'_c , MPa; a área de aço é dada em centímetros quadrados calculada pelo produto entre a área de concreto e a taxa de armadura; a força axial adimensional não possui dimensão física; as medidas de altura h_w , largura l_w e espessura h são fixadas em metros.

As unidades das variáveis dependentes são as mesmas utilizadas nos gráficos que esboçam os resultados: para as forças laterais de escoamento F_y e máxima F_{max} , em quilo newtons (kN); os deslocamentos no descolamento d_y e último d_u são calculados em milímetros; e a rigidez K_{20-60} é dada em quilo newtons por milímetro, visto que é a relação entre ordenadas e abcissas de força por deslocamento.

Finalmente, aqui constam sintetizadas as equações finais obtidas que calculam propriedades mecânicas de bastante relevância para paredes estruturais de concreto armado.

$$F_y = \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot 55,01 + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w} \cdot 6,459 + \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot \nu \cdot 104,23 + 89,86 \quad (4.2)$$

$$F_{max} = \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot 67,79 + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w} \cdot 7,014 + \frac{f'_c \cdot h \cdot l_w^2}{h_w} \cdot \nu \cdot 87,76 + 104,3 \quad (4.3)$$

$$K_{20-60} = \frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h \cdot l_w^3}{h_w^3} \cdot (797,64) + \frac{A_s \cdot l_w^2}{h_w^3} \cdot (74,06 \cdot \nu - 20,73) + 5,99 \quad (4.5)$$

$$d_y = \frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h_w^2}{l_w} \cdot \nu \cdot (-0,3875) + h_w \cdot 4,6 \quad (4.6)$$

$$d_u = \frac{(f'_c)^{1/2} \cdot h_w^2}{l_w} \cdot (-0,8515) + h_w \cdot (33,09 - \nu \cdot 51,12) \quad (4.7)$$

4.4 RIGIDEZ SECANTE DE PAREDES ESTRUTURAIIS

Como visto, a análise linear elástica global de edifícios é uma ferramenta relevante e é sugerida por normas de bastante relevância, como o ACI 318/2019 e a ABNT NBR 6118/2014. Tal ferramenta tem grande aplicabilidade pois na análise estrutural é necessário considerar diversos cenários de combinação de ações em estruturas possivelmente vastas, levando a alto custo de processamento. Ao utilizar uma abordagem robusta, o custo pode ser proibitivo. Assim, uma análise simples pode ser a ferramenta mais indicada. A análise linear com rigidez secante procura fornecer uma boa resposta sem simular efeitos complexos.

Segundo o critério da norma ABNT NBR 6118/2014, tal análise pode ser realizada ponderando a rigidez à flexão EI de cada barra, levando a não linearidade de maneira

aproximada. A rigidez citada é a mais relevante na análise de barras, tendo em vista que o deslocamento devido a força axial e esforço cortante são muito pequenos em comparação. A norma brasileira citada não sugere valores de rigidez para o caso de paredes de concreto armado, mas para pilares, vigas e lajes, que são elementos em que a flexão é o esforço mais preponderante, geralmente. Porém, no caso de paredes estruturais o deslocamento oriundo do esforço cortante é significativo. Portanto, considera-se dois cenários para o elemento de barra: com e sem flexibilidade ao esforço cortante.

As simulações realizadas são sessenta e quatro, e novamente se agrupa em oito grupos com oito paredes em cada. Os grupos diferem entre si pela resistência do concreto, taxa de armadura e força axial adimensional aplicada. Em cada grupo, a variação entre as paredes é apenas da geometria que é avaliada em torno dos valores de altura, largura e espessura.

Para comparar as curvas das diferentes simulações, considerando que os módulos das forças laterais em cada simulação têm valores muito distintos, é apresentado um valor adimensional, que é dado como o quociente entre força lateral aplicada pela força lateral máxima resistente; no eixo das abcissas, é fixado o deslocamento adimensional, dado pelo quociente entre o deslocamento observado pelo deslocamento no ponto de pico do gráfico força por deslocamento, ambos deslocamento medidos no ponto de aplicação da força lateral. Os resultados dos gráficos de força por deslocamento constam na Figura 4.58.

A rigidez à flexão EI também difere muito em módulo entre cada parede. Logo, para comparação é feito o quociente entre o EI segundo a mecânica clássica comparado ao EI da seção bruta de concreto, focando na estimativa da rigidez secante. Como destacado, calcula-se para o cenário de viga com flexibilidade ao esforço cortante e flexão. A inércia a flexão é apresentada na Figura 4.59, estimada a partir do giro na extremidade. O valor obtido para a rigidez a flexão EI é então utilizado no cálculo da rigidez ao esforço cortante ($G A_V$)

A rigidez ao esforço cortante ($G A_V$) é calculada usando a equação (2.10), a partir do deslocamento no topo e a da rigidez à flexão calculada a partir do giro no topo. Os resultados são apresentados de maneira gráfica: no eixo das ordenadas é apresentado o quociente entre a rigidez ao esforço cortante secante dividida pela rigidez ao esforço cortante ideal de uma seção retangular bruta de concreto, no eixo das abcissas consta o deslocamento adimensional, tal gráfico é apresentado na Figura 4.60.

O tratamento de barra rígida frente ao esforço cortante também é abordado. Neste, calcula-se rigidez a flexão EI considerando o comportamento de barra segundo a mecânica clássica e desprezando a flexibilidade ao esforço cortante. A rigidez a flexão obtida nas simulações é mostrada na Figura 4.61 usando o mesmo paradigma das três figuras anteriores:

como ordenadas, consta o quociente entre rigidez à flexão da simulação pela rigidez à flexão da seção bruta de concreto e como abcissas, o deslocamento adimensional.

Em todos os gráficos, destaca-se o ponto de escoamento segundo o critério de Park (1989), que é um critério gráfico. Note que o ponto não corresponde ao início do escoamento em alguma barra de aço.

Figura 4.58. Relação entre força por deslocamento no topo expresso em adimensionais.

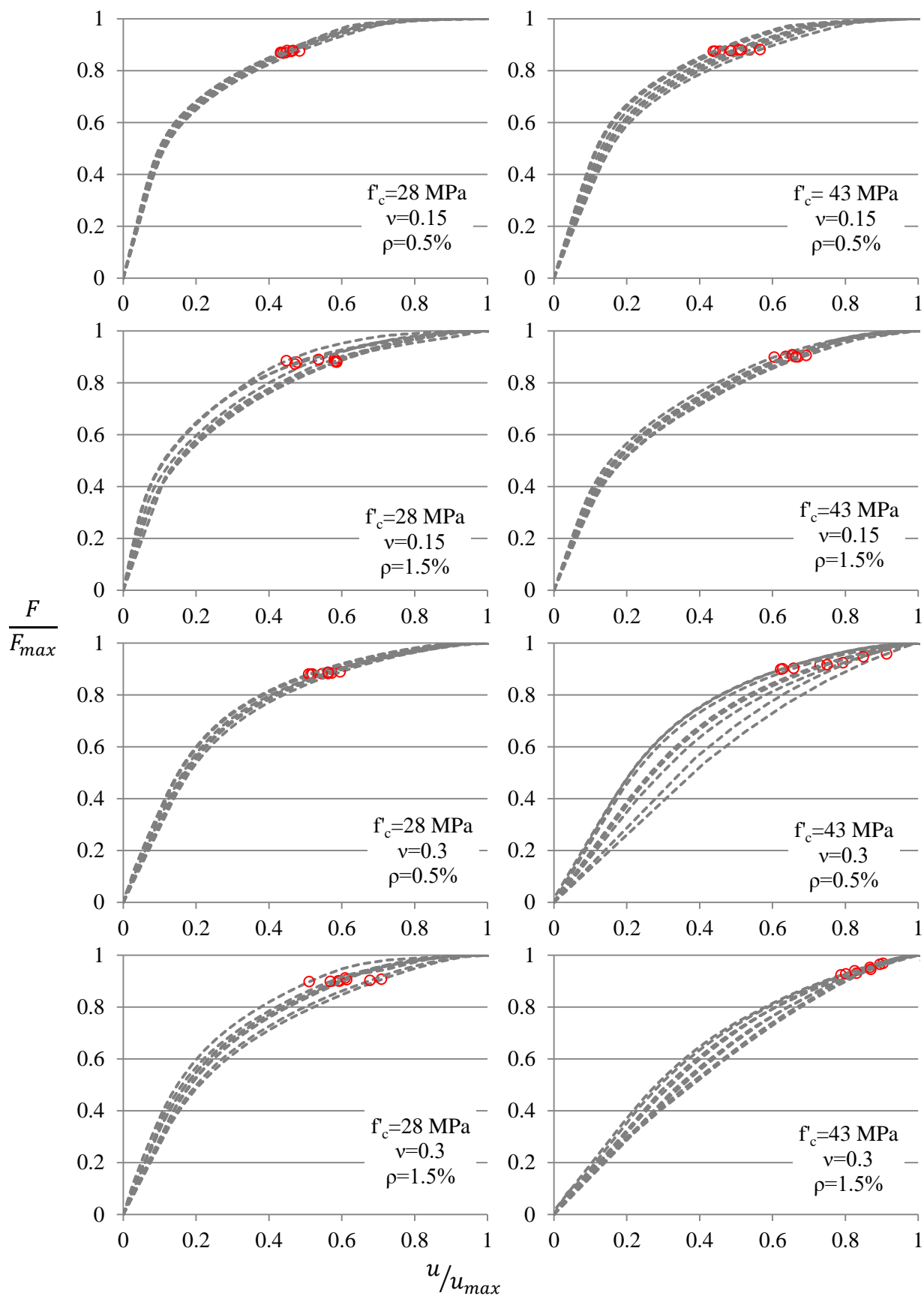


Figura 4.59. Rigidez à flexão secante de viga ideal considerando flexibilidade a esforço cortante.

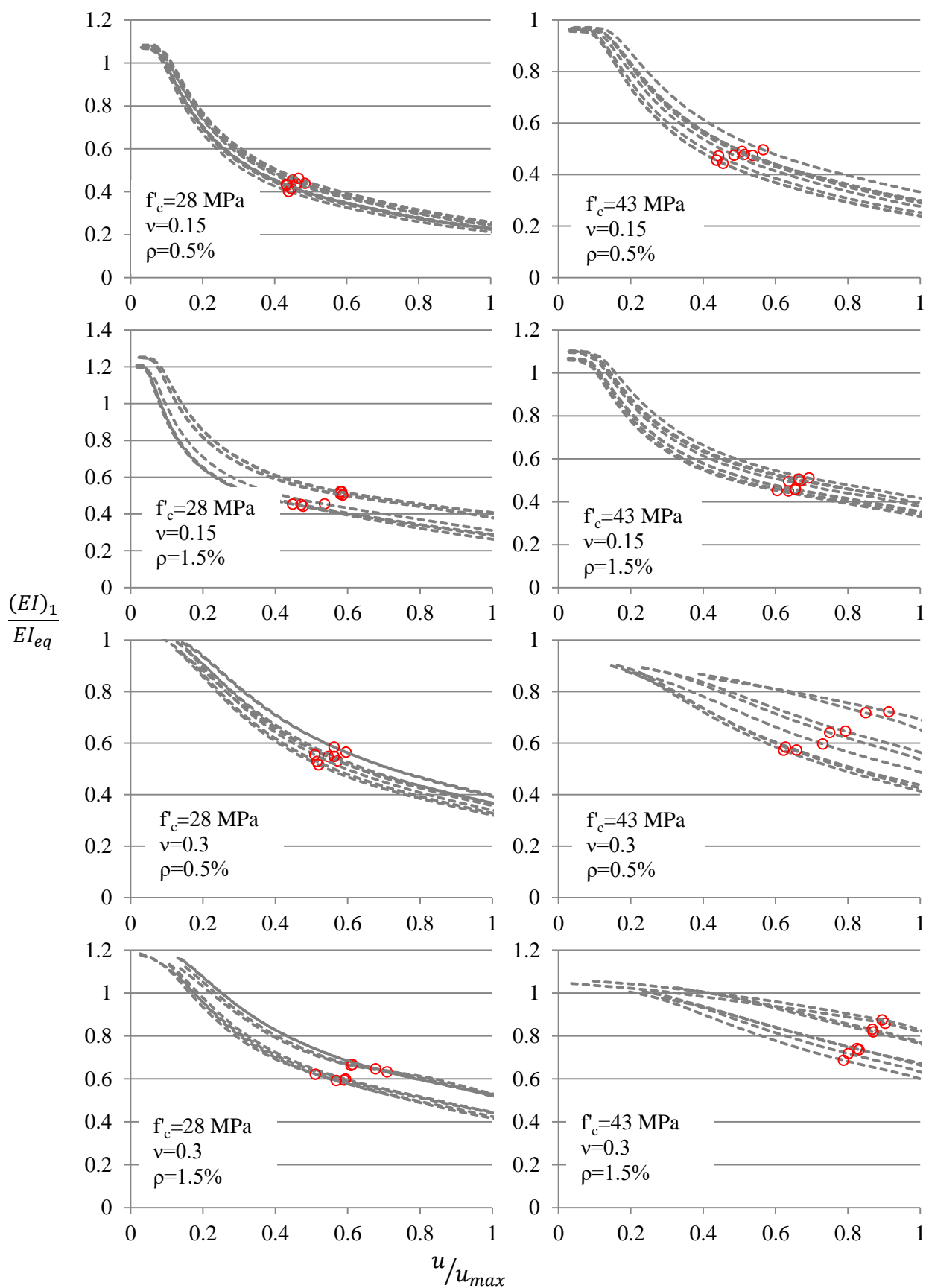


Figura 4.60. Rigidez ao esforço cortante secante de viga ideal considerando flexibilidade a esforço cortante.

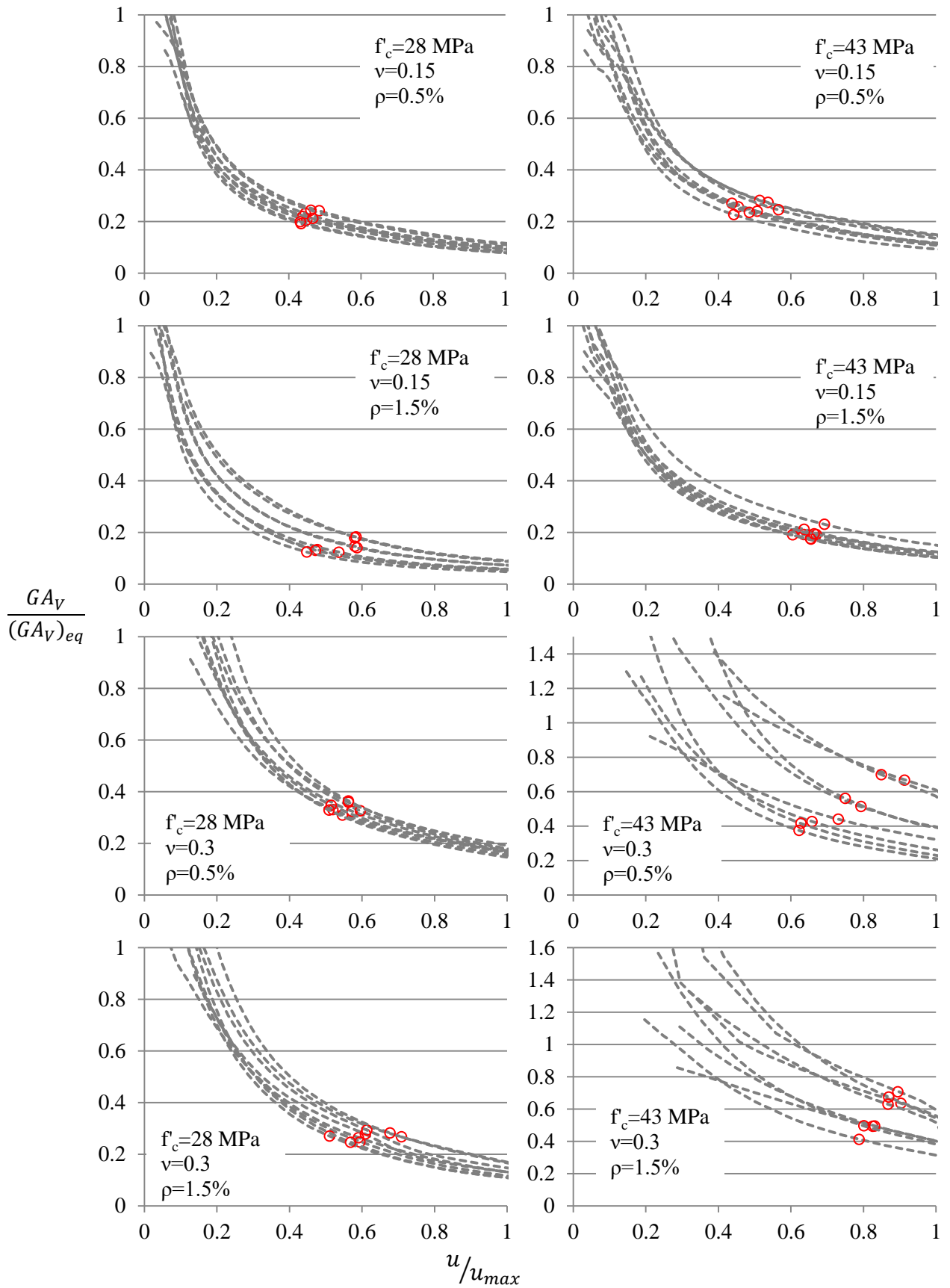
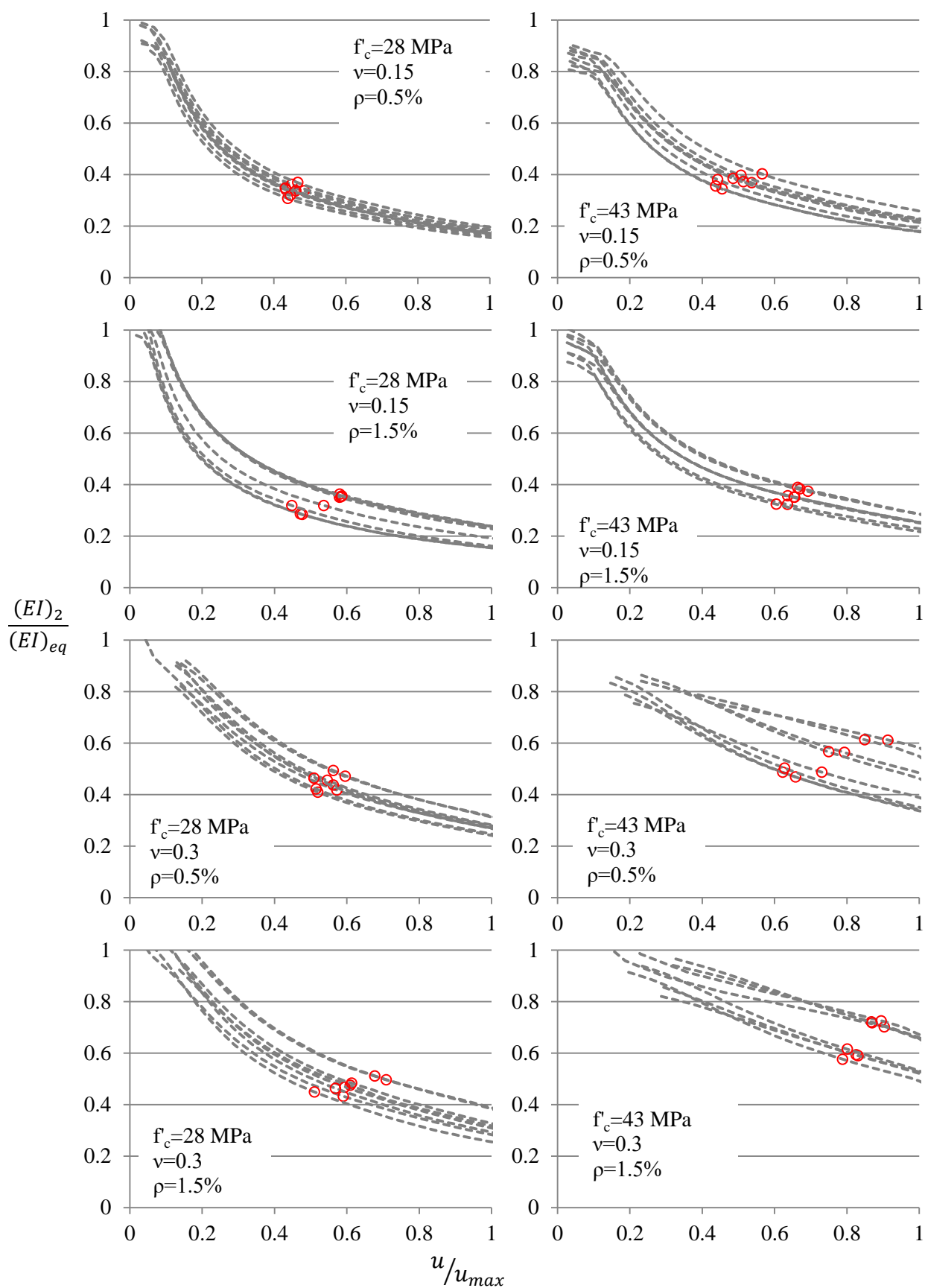


Figura 4.61. Rigidez à flexão secante de viga ideal desprezando o deslocamento de topo devido ao esforço cortante.



Na Figura 4.58, nota-se que a relação entre força e deslocamento é linear inicialmente e então perde a rigidez sucessivamente. A etapa linear das simulações se mantém até certo valor de força lateral adimensional, entre 40% e 60%. Pela comparação entre os gráficos, ao se aumentar a armadura, a etapa linear é reduzida até menor nível de taxa de força.

Ainda sobre a relação entre força e deslocamento adimensionais, tendo em vista o critério de Park (1989), nota-se que o ponto de escoamento em todas as simulações ocorre próximo ao pico, entre 86 e 96% da força máxima. Não foge ao esperado tendo em vista que o ponto de escoamento é dado pela projeção vertical na curva do ponto projetado da linha secante entre a origem e o ponto de 75% da força máxima.

Ao examinar a Figura 4.59, que mostra a rigidez à flexão para barras com flexibilidade ao esforço cortante, observa-se no início do gráfico uma queda significativa da rigidez à flexão e conforme o deslocamento aumenta, o gráfico se mantém em queda porém com menor intensidade. Estimada em relação a rigidez a flexão da seção bruta de concreto considerando o módulo de elasticidade normativo da norma brasileira ABNT NBR 6118/2014.

Na ocorrência do ponto de escoamento, a rigidez a flexão secante equivale de 40% a 87% da rigidez a flexão da seção bruta de concreto. Ao aumentar a força axial adimensional ou taxa de armadura, a curva da rigidez a flexão se aproxima mais de uma linha, indicando comportamento mais suave. A norma estadunidense ACI 318/2019 sugere que se adote 35% do valor indicado, que é uma estimativa bastante próxima e levemente conservadora em relação aos resultados aqui apresentados, lembrando que o valor de módulo de elasticidade também é suavemente distinto, pois aqui são aplicados os critérios da norma brasileira.

Quanto a rigidez ao esforço cortante, apresentado na Figura 4.60, há grande queda severa do valor de rigidez em comparação ao valor ideal da rigidez ao esforço cortante da seção bruta de concreto, no ponto de escoamento equivale para diferentes simulações desde 12% a 70%. A rigidez cair tanto indica possível fortíssimo efeito não linear, sublinhando a importância de sua consideração.

Por fim, como mostra graficamente a Figura 4.61, a barra totalmente rígida frente ao esforço cortante apresenta rigidez a flexão sensivelmente mais baixo do que a rigidez a flexão da viga que o considera, o que é esperado pois na viga flexível ao esforço cortante uma parcela do deslocamento ocorre devido ao esforço cortante. Porém, naquele caso a rigidez a flexão não foi calculada em relação ao deslocamento, mas em relação ao giro no topo, demonstrando a coerência do modelo admitido. No ponto de escoamento, a rigidez secante corresponde de 32 a 72% da rigidez ideal da seção bruta de concreto.

5 CONCLUSÃO

Com base nos objetivos propostos, há resultados interessantes alcançados a se destacar sobre modelagem de paredes estruturais em concreto armado: sobre os tipos diferentes de modelagem aplicáveis e os parâmetros destes modelos.

Os modelos analisados e comparados foram de barra, casca e sólido, todos considerando não linearidade física e geométrica. Confirmou-se que a modelagem, por meio de elementos de barra com discretização da seção por fibras, superestima a força lateral resistente da estrutura. Para o caso estudado neste trabalho, a solução deste tipo de elemento leva a uma solução 18% superior ao resultado do modelo com elementos tridimensionais, por sua vez, também acima da evidência experimental por margem menor. O principal motivo de tal diferença é que o modelo de barra considerado não leva em conta a interação entre esforço cortante e solicitações normais, a qual reduz a capacidade portante da estrutura. Ainda assim, trata-se de uma formulação robusta e de baixo custo computacional.

A modelagem bidimensional realizada apresentou resultados próximos dos experimentais e a instabilidade numérica após formação de platô e na fase de pós-pico. Porém, as simulações apresentaram problemas na convergência numérica, dificultando a obtenção e análise dos resultados. Além disso, a consideração de concreto confinado é julgada problemática devido a não consideração dos estribos de confinamento, pois um trecho dele é normal ao plano da parede.

Os resultados da modelagem tridimensional também se aproximaram aos experimentais. Foi possível considerar o confinamento do concreto pelos estribos de maneira diretamente por uma única relação constitutiva - diferente de como foi necessário na modelagem por barra e casca, que necessitaram uso de uma relação constitutiva adicional própria. Além disso, verificou-se boa estabilidade numérica, sendo esta abordagem adotada para as simulações adicionais propostas neste trabalho e calibrada para tal.

Quanto aos materiais, verificou-se certa diversidade de modelos constitutivos uniaxiais disponíveis e consolidados na bibliografia, além das expressões aplicadas neste trabalho, propostas por Chang e Mander (1994).

Sobre a relação constitutiva multiaxial aplicada, que é o *Concrete Damaged Plasticity* CDP, os parâmetros utilizados para simulação de concreto não variam muito na bibliografia, embora não seja consenso, com exceção de trabalhos pontuais em que se observou uso de parâmetros extremos. Na bibliografia abordada, se observou que o ângulo de dilatação ψ é o parâmetro que mais varia, aproximadamente entre 30° e 50°. Os outros parâmetros são

praticamente unânimes, a excentricidade ϵ é assumida como 0,1, a relação entre resistência biaxial e uniaxial (f_b/f_c) é 1,16, a relação entre os segundos invariantes dos meridianos de tração e compressão K_c é de dois terços, e assumida viscosidade plástica μ de 0,001.

A calibração do CDP neste trabalho obteve para valores dos parâmetros ψ , ϵ , (f_b/f_c), K_c e μ , respectivamente, 46,4°; 0,1; 1,16; 0,58 e 1e-5. Tais parâmetros são calibrados para pilares-parede com características geométricas, resistência do concreto, taxa de armadura e força axial adimensional condizentes com os limites abordados neste trabalho e baseiam-se em simulações usando elementos finitos sólidos para o concreto contendo as treliças que simulam a armadura. A adoção de tais parâmetros é importante para simular a ductilidade da parede, pois a fase de platô no gráfico força por deslocamento com parâmetros convencionais leva a uma solução demasiada frágil, não condizente com o comportamento real. É possível que simular a armadura com elementos de treliça numa estrutura vulnerável a esforços cortantes, como é o caso das paredes do escopo deste trabalho, leve a desprezar o efeito pino, que depende da rigidez transversal do elemento e é nula para treliças.

Porém, o trecho inicial ascendente da curva força por deslocamento se mostrou insensível aos parâmetros adotados, chegando a soluções semelhantes independente dos valores assumidos para os parâmetros do CDP.

Tomando o resultado de 64 simulações realizadas, foram propostas equações que permitem estimar propriedades mecânicas interessantes das paredes. Tais propriedades são a força e o deslocamento no ponto de escoamento, a inclinação da curva força por deslocamento entre os pontos de 20% e 60% da força máxima, a força máxima resistida e o deslocamento máximo. Os coeficientes de correlação obtidos são ótimos para as estimativas de forças e rigidez, porém demonstram correlação média para as equações que estimam o deslocamento. Tais expressões permitem pré-dimensionar pilares-parede de concreto armado quanto a geometria, resistência do concreto e taxa de armadura. Outro uso possível é a análise estrutural usando a expressão de estimativa de rigidez para verificações de estado-limite de serviço, visto que esta considera a fissuração do concreto.

Mais uma contribuição prática é observável nos resultados para a rigidez secante da parede dividido pela rigidez da seção bruta de concreto. A consideração da rigidez secante dos elementos para análise estrutural é um tratamento usual normativo que permite ao projetista obter os esforços solicitantes de uma estrutura a partir de uma análise relativamente simples, com elementos de barra associados a propriedades elástico-lineares. Os resultados neste trabalho mostram que a rigidez secante do ponto de escoamento varia muito conforme as propriedades das paredes, e que a estimativa da norma ACI 318/2019 de 35% da rigidez

secante para elementos fissurados é bastante razoável e confirmada nos resultados, sem considerar a flexibilidade frente ao esforço cortante. Baseado nos resultados, é possível considerar a flexibilidade ao momento fletor e ao esforço cortante utilizando rigidezes à flexão e ao esforço cortante de, respectivamente, 40% e 10% da rigidez secante da seção bruta, baseado nos pontos mais baixos, embora tais valores oscilem conforme a força axial adimensional na parede muda.

Em resumo, são três as maneiras que este trabalho sugere para analisar o comportamento da curva força por deslocamento no topo de paredes estruturais de concreto armado, que são: a calibração de um modelo em elementos finitos tridimensionais, as equações obtidas por análise multivariada e a atribuição de rigidez secante à flexão e ao esforço cortante supondo um elemento de barra ideal.

5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Fica evidente a demanda por pesquisas futuras no tema, tendo em vista a sua complexidade. Com ênfase em análise numérica, é possível validar e calibrar simulações com base em outros critérios. Neste trabalho as comparações levam em conta as relações entre força e deslocamento, porém há diversos outros pontos cuja modelagem é indispensável, por exemplo, a análise do mecanismo de falha do elemento estrutural: falha do concreto por compressão, do aço por tração, instabilidade local do elemento plano, instabilidade da armadura longitudinal e por cisalhamento.

A modelagem cíclica também é de interesse da bibliografia e deve ser pesquisada. Em regiões vulneráveis a efeitos sísmicos, utilizar modelos que consigam simular efeitos de perda gradual de capacidade portante pode levar a boas estimativas estruturais com economia e segurança. Ao se utilizar elementos simplificados, devido às incertezas decorrentes das simplificações, é necessário utilizar coeficientes de segurança que oneram a construção. Portanto, relações constitutivas calibradas para o comportamento cíclico são fundamentais.

A abordagem aplicada neste trabalho é o de elementos sólidos para o concreto e elementos de treliça para a armadura. É possível que elementos de viga ou sólidos para a armadura consiga simular o efeito pino, e leve a parâmetros mais ortodoxos para a relação constitutiva CDP do que os obtidos pela calibração deste trabalho. Tal estudo também é importante no tema da modelagem de estruturas de concreto armado.

De caráter experimental, a bibliografia predominante é apenas cíclica, e mais resultados experimentais monotônicos possibilitam calibração de modelos monotônicos, para

então obter uma modelagem material unificada que atenda a solicitações monotônicas e cíclicas.

Por fim, é possível realizar estudos semelhantes ao deste trabalho, de calibração de modelos, regressão multivariada para obtenção do comportamento das paredes e cálculo da rigidez secante para elementos ideais de barra, porém aumentando o espectro de propriedades para incluir paredes de geometrias distintas, diferentes resistências para o concreto, taxas de armadura ou força axial adimensional.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ABAQUS® 6.12. Abaqus analysis user's manual. Dassault Systèmes, Version 6.12.

ALARCON, C.; HUBE, M. A.; DE LA LLERA, J. C. Effect of Axial Loads in the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Walls with Unconfined Wall Boundaries. **Engineering Structures**, v. 73, p. 13–23, 2014.

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. New Methodology for Calculating Damage Variables Evolution in Plastic Damage Model for RC Structures. **Engineering Structures**, v. 132, p. 70–86, fev. 2017.

ALI, A.; KIM, D.; CHO, S. G. Modeling of nonlinear cyclic load behavior of I-shaped composite steel-concrete shear walls of nuclear power plants. **Nuclear Engineering and Technology**, v. 45, n. 1, p. 89–98, 1 fev. 2013.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE **ACI 318-19**. Building code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, 2019.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS **ASCE/SEI 41-13** Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Virginia, 2014.

ANDERSON, E. et al. **LAPACK Users' guide**. [s.l.] Siam, 1999. v. 9

ARAÚJO, J. M. Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n. 9, p. 29–37, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014**. Projeto de estruturas de concreto: Rio de Janeiro 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:1988**. Forças devidas ao vento em edificações: Rio de Janeiro 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480:2007**. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação: Rio de Janeiro 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421:2006**. Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento: Rio de Janeiro 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16055:2012**. Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos: Rio de Janeiro 2012.

BASKAR, K.; SHANMUGAM, N. E.; THEVENDRAN, V. Finite-Element Analysis of Steel–Concrete Composite Plate Girder. **Journal of Structural Engineering**, v. 128, n. 9, p. 1158–1168, set. 2002.

BATHE, K.-J. **Finite element procedures**. 2nd ed ed. Englewood Cliffs, N.J: Prentice-Hall, 2014.

BECK, H. Contribution to the Analysis of Coupled Shear Walls. **ACI Journal Proceedings**, v. 59, n. 8, p.1055-1070, 1962.

BEYER, K.; DAZIO, A.; PRIESTLEY, M. J. N. Elastic and inelastic wide-column models for RC non-rectangular walls. In: **The 14th World Conference on Earthquake Engineering**, Beijing, 2008a.

BEYER, K.; DAZIO, A.; PRIESTLEY, M. J. N. Inelastic Wide-Column Models for U-Shaped Reinforced Concrete Walls. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 12, n. sup1, p. 1–33, 11 abr. 2008b.

BEYER, K.; DAZIO, A.; PRIESTLEY, M. J. N. Quasi-Static Cyclic Tests of Two U-Shaped Reinforced Concrete Walls. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 12, n. 7, p. 1023–1053, 2 out. 2008c.

BEYER, K.; DAZIO, A.; PRIESTLEY, N. Shear deformations of slender reinforced concrete walls under seismic loading. **ACI Structural Journal**, v. 108, n. EPFL-ARTICLE-162084, p. 167–177, 2011.

BIRTEL, V.; MARK, P. **Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure**. In: ABAQUS Users' Conference. 14, 2006.

CARLSON, N. N.; MILLER, K. Design and application of a gradient-weighted moving finite element code I: in one dimension. **SIAM Journal on Scientific Computing**, v. 19, n. 3, p. 728–765, 1998.

CARREIRA, D. J.; CHU, K.-H. Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression. **Journal Proceedings**, v. 82, n. 6, p. 797–804, 1 nov. 1985.

CHEN, S.; KABEYASAWA, T. Modeling of reinforced concrete shear wall for nonlinear analysis. **Proceedings of the 12th WCEE, New Zealand Society of Earthquake Engineering**, Auckland, 2000.

CHENG, M.-Y.; CAO, M.-T. Evolutionary Multivariate Adaptive Regression Splines for Estimating Shear Strength in Reinforced-Concrete Deep Beams. **Engineering Applications of Artificial Intelligence**, v. 28, p. 86–96, fev. 2014.

COLOTTI, V. Shear behavior of RC structural walls. **Journal of Structural Engineering**, v. 119, n. 3, p. 728–746, 1993.

COLLINS, M. P.; MITCHELL, D. **Prestressed concrete structures**. Response Publications, 1997.

CONSTANTIN, R.; BEYER, K. Behaviour of U-Shaped RC Walls under Quasi-Static Cyclic Diagonal Loading. **Engineering Structures**, v. 106, p. 36–52, jan. 2016.

CORRÊA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

CORNELISSEN, H. A. W.; HORDIJK, D. A.; REINHARDT, H. W. Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. **Heron**, v. 31, n. 2, p. 45–56, 1986.

DAVIS, T. A. Algorithm 832: UMFPACK V4. 3—an unsymmetric-pattern multifrontal method. **ACM Transactions on Mathematical Software (TOMS)**, v. 30, n. 2, p. 196–199, 2004.

DAWOOD, H.; ELGAWADY, M.; HEWES, J. Behavior of Segmental Precast Posttensioned Bridge Piers under Lateral Loads. **Journal of Bridge Engineering**, v. 17, n. 5, p. 735–746, 2012.

DAZIO, A.; WENK, T.; BACHMANN, H. **Versuche an Stahlbeton-tragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung** (Tests on RC walls under cyclic-static action). IBK Report no. 239. Birkhäuser; 1999. Disponível em: <<http://e-collection.ethbib.ethz.ch/view/eth:23296>>. Acesso em 07 jan. 2017.

DAZIO, A.; WENK, T.; BACHMANN, H. **Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung**. ETHzürich Report, Zürich, 1999.

DAZIO, A.; BACHMANN, H. State of the seismic design and detailing of buildings with RC structural walls in Europe. In: **Proceeding of the 12th world conference on earthquake engineering**, 2000.

DAZIO, A.; BEYER, K.; BACHMANN, H. Quasi-Static Cyclic Tests and Plastic Hinge Analysis of RC Structural Walls. **Engineering Structures**, v. 31, n. 7, p. 1556–1571, 2009.

DONG, Y.-R. et al. Seismic Behavior and Cross-Scale Refinement Model of Damage Evolution for RC Shear Walls. **Engineering Structures**, v. 167, p. 13–25, 2018.

DULINSKA, J. M.; MURZYN, I. J. Dynamic Behaviour of a Concrete Building under a Mainshock–Aftershock Seismic Sequence with a Concrete Damage Plasticity Material Model. **Geomatics, Natural Hazards and Risk**, v. 7, n. sup1, p. 25–34, 26 maio 2016.

EARIJ, A. et al. Nonlinear Three-Dimensional Finite-Element Modelling of Reinforced-Concrete Beams: Computational Challenges and Experimental Validation. **Engineering Failure Analysis**, v. 82, p. 92–115, dez. 2017.

ELWOOD, K. J. Performance of Concrete Buildings in the 22 February 2011 Christchurch Earthquake and Implications for Canadian Codes. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 40, n. 8, p. 759–776, ago. 2013.

ENGEL, H. **Sistemas estruturais**. Barcelona: Editora Gustavo Gili, 2001.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON FIB. Model code 2010. Lausanne, 2010.

FRANÇA, R. L. S. **Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado**. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto – solicitações normais**. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois S.A., 1981.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite Element Analysis of Punching Shear of Concrete Slabs Using Damaged Plasticity Model in ABAQUS. **Engineering Structures**, v. 98, p. 38–48, set. 2015.

GHORBANI-RENANI, I. et al. Modeling and Testing Influence of Scaling Effects on Inelastic Response of Shear Walls. **Structural Journal**, v. 106, n. 3, p. 358–367, 1 maio 2009.

GHORBANIRENANI, I. **Experimental and numerical investigations of higher mode effects on seismic inelastic response of reinforced concrete shear walls**. 2009. Thèse (École Polytechnique de Montréal), Montreal, 2009.

GU, Q.; BARBATO, M.; CONTE, J. P. Handling of constraints in finite-element response sensitivity analysis. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 135, n. 12, p. 1427–1438, 2009.

GUO, Z. **Principles of reinforced concrete**. Waltham: Butterworth-Heinemann, 2014.

HORDIJK, D. A., Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modeling and analyses. **Heron**, v. 37, n. 1, p. 3-79, 1992.

HUBE, M. A.; MARIHUÉN, A.; DE LA LLERA, J. C.; STOJADINOVIC, B. Seismic Behavior of Slender Reinforced Concrete Walls. **Engineering Structures**, v. 80, p. 377–388, dez. 2014.

HUGHES, A.; ILES, D. C.; MALIK, A. **Design of Steel Beams in Torsion**: In Accordance with Eurocodes and UK National Annexes. Berkshire: SCI Publication 385, 2011.

HUSAIN, M.; EISA, A. S.; HEGAZY, M. M. Strengthening of Reinforced Concrete Shear Walls with Openings Using Carbon Fiber-Reinforced Polymers. **International Journal of Advanced Structural Engineering**, v. 11, n. 2, p. 129–150, jun. 2019.

JHA, S.; ROSHAN, A. D.; BISHNOI, L. R. Floor Response Spectra for beyond Design Basis Seismic Demand. **Nuclear Engineering and Design**, v. 323, p. 259–268, nov. 2017.

JIANG, H.; KURAMA, Y. C. Analytical modeling of medium-rise reinforced concrete shear walls. **ACI Structural Journal**, v. 107, n. 4, p. 400, 2010.

KAUSHIK, S.; DASGUPTA, K. Seismic Behavior of Slab-Structural Wall Junction of RC Building. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, v. 18, n. 2, p. 331–349, 2019.

KIM, S. **Reliability of Structural Wall Shear Design for Tall Reinforced Concrete Core Wall Buildings**. Dissertation (Doctor of Philosophy in Civil Engineering). University of California, Los Angeles, 2016.

KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M. Modelling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures with Concrete Strength Degradation Taken into Consideration. **Archives of Civil and Mechanical Engineering**, v. 11, n. 3, p. 623–636, jan. 2011.

KOLOZVARI, K.; ORAKCAL, K.; WALLACE, J. W. New OpenSees Models for Simulating Nonlinear Flexural and Coupled Shear-Flexural Behavior of RC Walls and Columns. **Computers & Structures**, v. 196, p. 246–262, 2018.

KRAHL, P. A. **Lateral stability of ultra-high performance fiber-reinforced concrete beams with emphasis in transitory phases**. 2018. 191p. Thesis (Ph.D.) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2018.

KWAN, A. K. H. Shear Lag in Shear/Core Walls. **Journal of Structural Engineering**, v. 122, n. 9, p. 1097–1104, set. 1996.

KWON, J.; GHANNOUM, W. M. Assessment of International Standard Provisions on Stiffness of Reinforced Concrete Moment Frame and Shear Wall Buildings. **Engineering Structures**, v. 128, p. 149–160, dez. 2016.

LABIBZADEH, M.; FIROUZI, A.; GHAFOURI, H. R. Structural Performance Evaluation of an Aged Structure Using a Modified Plasticity Model in Inverse Solution Method. **Inverse Problems in Science and Engineering**, v. 26, n. 9, p. 1326–1355, 2 set. 2018.

LEFAS, I. **Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls and Its Implication for ultimate Limit State Design**. 1988. Thesis (Imperial College of Science and Technology), University of London, London, 1988.

LEFAS, I. D.; KOTSOVOS, M. D. Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Concrete Walls Under Load Reversals. **Structural Journal**, v. 87, n. 6, p. 716–726, 1 nov. 1990.

LEFAS, I. D.; KOTSOVOS, M. D.; AMBRASEYS, N. N. Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism. **Structural Journal**, v. 87, n. 1, p. 23–31, 1 jan. 1990.

LI, C.; HAO, H.; BI, K. Numerical Study on the Seismic Performance of Precast Segmental Concrete Columns under Cyclic Loading. **Engineering Structures**, v. 148, p. 373–386, out. 2017.

LIU, J. et al. Experimental Investigation of Special-Shaped Concrete-Filled Steel Tubular Column to Steel Beam Connections under Cyclic Loading. **Engineering Structures**, v. 151, p. 68–84, nov. 2017.

LÓPEZ-ALMANSA, F.; ALFARAH, B.; OLLER, S. Numerical Simulation of RC Frame Testing with Damaged Plasticity Model. Comparison with Simplified Models. In: Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, p. 12, 2014.

LU, X. et al. A High-Performance Quadrilateral Flat Shell Element for Seismic Collapse Simulation of Tall Buildings and Its Implementation in OpenSees. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 22, n. 9, p. 1662–1682, 21 out. 2018.

MACGREGOR, J. G.; BREEN, J. E.; PFRANG, E. O. Design of Slender Concrete Columns. **ACI Journal Proceedings**, v. 67, n. 1, p. 6-28, jan. 1970.

MACLEOD, I. A.; Analysis of shear wall buildings by the frame method. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. v.55, n.2, p 593-603, 1973.

MACLEOD, I. A.; HOSNY, H. M. Frame Analysis of Shear Wall Cores. **Journal of the Structural Division**. v.103, n.10, p 2037-2047, 1977.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J.; PARK, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of structural engineering**, v. 114, n. 8, p. 1804–1826, 1988.

MANSUR M. A.; ISLAM M. M. Interpretation of Concrete Strength for Nonstandard Specimens. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 14, n. 2, p. 151–155, 1 abr. 2002.

MCKENNA F., FENVES G.L., SCOTT M.H. OPENSEES: Open system for earthquake engineering simulation. University of California, Berkeley, 2000.

MERCAN, B.; SCHULTZ, A. E.; STOLARSKI, H. K. Finite Element Modeling of Prestressed Concrete Spandrel Beams. **Engineering Structures**, v. 32, n. 9, p. 2804–2813, set. 2010.

NAJAFGHOLIPOUR, M. A. et al. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beam-Column Connections with Governing Joint Shear Failure Mode. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 14, n. 7, p. 1200–1225, ago. 2017.

NEEShub. Shear wall database. Disponível em: < https://nees.org/dataview/spreadsheet/shear_wall>. Acesso em 07 jan. 2017.

OESTERLE, R. G.; FIORATO, A. E.; JOHAL, L. S.; CARPENTER, J. E.; RUSSELL, H. G.; CORLEY, W. G. **Earthquake resistant structural walls – tests of isolated walls**. Report to National Science Foundation Grant No. GI-43880, 1976.

OESTERLE, R. G.; ARISTIZABAL-OCHOA, J. D.; FIORATO, A. E.; RUSSELL, H. G.; CORLEY, W. G. **Earthquake resistant structural walls – tests of isolated walls – phase II**. Report to National Science Foundation Grant No. ENV77-15333, 1979.

PARK, R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. **Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering**, v. 22, n. 3, p. 155-166 , 1989.

PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced concrete structures**. John Wiley and Sons, Inc, 1975.

PARRA, P. F.; MOEHLE, J. P. Lateral buckling in reinforced concrete walls. In: **Tenth US National Conference on Earthquake Engineering**, Anchorage, Alaska, 2014.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings**. John Wiley and Sons, Inc, 1992.

PAVLOVIĆ, M. et al. Bolted Shear Connectors vs. Headed Studs Behaviour in Push-out Tests. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 88, p. 134–149, set. 2013.

PELLETIER, K.; LÉGER, P. Nonlinear Seismic Modeling of Reinforced Concrete Cores Including Torsion. **Engineering Structures**, v. 136, p. 380–392, abr. 2017.

POPOVICS, S. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 3, n. 5, p. 583–599, 1 set. 1973.

RANK, E.; ZIENKIEWICZ, O. C. A simple error estimator in the finite element method. **Communications in Applied Numerical Methods**, v. 3, n. 3, p. 243–249, 1 maio 1987.

RAHNAVARD, R.; HASSANIPOUR, A.; MOUNESI, A. Numerical Study on Important Parameters of Composite Steel-Concrete Shear Walls. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 121, p. 441–456, jun. 2016.

REN, W. et al. Numerical Simulation of Prestressed Precast Concrete Bridge Deck Panels Using Damage Plasticity Model. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, v. 9, n. 1, p. 45–54, mar. 2015.

SAATCIOGLU, M.; PALERMO, D.; GHOBARAH, A.; MITCHELL, D.; SIMPSON, R.; ADEBAR, P.; TREMBLAY, R.; VENTURA, C.; HONG, H. Performance of Reinforced Concrete Buildings during the 27 February 2010 Maule (Chile) Earthquake. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 40, n. 8, p. 693–710, 2013.

SERRA, J. L. F. de A. **Contribuição ao estudo de núcleos resistentes de concreto armado**. 1994. Tese de Doutorado (Escola de Engenharia de São Carlos). Universidade de São Paulo, 1994.

SILVA, L. M. **Programa computacional para análise e verificação de seções de concreto armado e protendido com flexão oblíqua composta**. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015.

SILVA, L. M.; CARVALHO, R. C. Análise de seções transversais de concreto armado e protendido sujeitas a flexão oblíqua composta em estados-limites último e de serviço por integração analítica. **Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural**, v. 16, n. 2, p. 76–97, 2019.

SOUZA, A. P. T. Determinação de Epicentros e Magnitudes de Sismos Históricos no Brasil: Testes com uma Nova Equação de Atenuação de Intensidades. 2017. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

SOUZA, R. M. Force-based Finite Element for Large Displacement Inelastic Analysis of Frames. 2000. Phd Dissertation. University of California, Berkeley, 2000.

STAFFORD SMITH, B.; ABATE, A. Analysis of Non-Planar Shear Wall Assemblies by Analogous Frame. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 71, p 395-406, 1981.

STAFFORD SMITH, B.; GIRGIS, A. Simple Analogous Frames for Shear Wall Analysis. **Journal of Structural Engineering**, v.110, n.11, p. 2655-2666, 1984.

STAFFORD SMITH, B.; GIRGIS, A. Deficiencies in the Wide Column Analogy for Shearwall Core Analysis. **Concrete International**, v.8, n.4, p. 58-61, 1986.

StataCorp. Stata Statistical Software: Release 15. College Station, TX: StataCorp LLC, 2017.

SÜMER, Y.; AKTAŞ, M. Defining Parameters for Concrete Damage Plasticity Model. **Challenge Journal of Structural Mechanics**, v.1, i.3, p. 149-155, 2015.

SURUMI, R. S.; JAYA, K. P.; GREESHMA, S. Modelling and Assessment of Shear Wall–Flat Slab Joint Region in Tall Structures. **Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 40, n. 8, p. 2201–2217, ago. 2015.

THOMSEN, J. H.; WALLACE, J. W. **Displacement based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and t-shaped cross-sections**. Report No. CU/CEE-95-06 Clarkson University, 1995.

THOMSEN IV, John H.; WALLACE, John W. Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls—experimental verification. **Journal of Structural Engineering**, v. 130, n. 4, p. 618-630, 2004.

TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J. N. **Teoria da Elasticidade**. 3a ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1980.

TSAI, W. T. Uniaxial Compressional Stress-Strain Relation of Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 114, n. 9, p. 2133–2136, 1 set. 1988.

VOJDAN, B. M.; AGHAYARI, R. Investigating the seismic behavior of RC shear walls with openings strengthened with FRP sheets using different schemes. **Scientia Iranica.**, v. 24, n. 4, p. 1855, 2017.

VULCANO, A.; BERTERO, V. V.; COLOTTI, V. Analytical modeling of RC structural walls. In: **Proceedings of 9th world conference on earthquake engineering**. p. 41-46. 1988.

VULCANO, A. Use of wall macroscopic models in the nonlinear analysis of RC frame-wall structures. In: **Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Balkema**, Rotterdam. p. 4309-4312. 1992.

WANG, M.-Z. et al. Sectional Strength Design of Concrete-Infilled Double Steel Corrugated-Plate Walls with T-Section. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 160, p. 23–44, set. 2019.

WEI, M.-W.; RICHARD LIEW, J. Y.; FU, X.-Y. Nonlinear Finite Element Modeling of Novel Partially Connected Buckling-Restrained Steel Plate Shear Walls. **International Journal of Steel Structures**, v. 19, n. 1, p. 28–43, fev. 2019.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. 6 ed. Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall, 2011.

XENIDIS, H.; ATHANATOPOULOU, A.; AVRAMIDIS, I. E. Modelling of shear wall cores under earthquake loading using equivalent frames. In: **Structural Dynamics – EURO-DYN'93**. p. 901-910. 1993.

XU, X.; LIU, Y.; HE, J. Study on Mechanical Behavior of Rubber-Sleeved Studs for Steel and Concrete Composite Structures. **Construction and Building Materials**, v. 53, p. 533–546, fev. 2014.

ZIENKIEWICZ, O. C.; ZHU, J. Z. A Simple Error Estimator and Adaptive Procedure for Practical Engineering Analysis. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, v. 24, n. 2, p. 337–357, 1987.