



MÁRCIA FILIPA PEREIRA DUARTE
Licenciada em Engenharia Civil

ANÁLISE NÃO LINEAR DE PÓRTICOS DE BA REFORÇADOS COM PRÉ-ESFORÇO

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL — ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Universidade NOVA de Lisboa
Março, 2022



ANÁLISE NÃO LINEAR DE PÓRTICOS DE BA REFORÇADOS COM PRÉ-ESFORÇO

MÁRCIA FILIPA PEREIRA DUARTE

Licenciada em Engenharia Civil

Orientadora: Carla Alexandra da Cruz Marchão
Professora Auxiliar, FCT-UNL

Coorientadora: Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião
Professora Adjunta, ISEL

Análise Não Linear de Pórticos de BA Reforçados com Pré-Esforço

Copyright © Márcia Filipa Pereira Duarte, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade NOVA de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

À Vera Pereira

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar quero agradecer à orientadora desta dissertação, Professora Doutora Carla Marchão, e co-orientadora, Professora Doutora Ana Rita Gião, por me terem guiado neste projeto, pelos ensinamentos transmitidos, disponibilidade total, incentivos constantes e reuniões sempre divertidas.

Quero agradecer ao Engenheiro Manuel Matos de Pinho e Engenheira Nicole Almeida por me terem incentivado a ingressar em Engenharia Civil e acreditarem sempre nas minhas capacidades. Um muito obrigada à Tecnoplano e ao seu Conselho de Administração, em especial à Engenheira Susana Oliveira por toda a amizade e apoio demonstrado.

Agradeço a toda a minha família, e em particular à minha mãe, não só por me proporcionar um ambiente adequado ao meu desenvolvimento como pessoa e como estudante, mas, acima de tudo, por sempre me incentivar a dar o meu melhor e por representar um exemplo de força e coragem que só posso desejar um dia alcançar. À minha avó por todo o amor e carinho, à minha irmã Célia e ao Nuno por todo o companheirismo e amizade. Aos meus sobrinhos Filipe, Francisca, Gustavo, Inês, Madalena, Simão e Valentim pela amizade e amor incondicional.

Quero agradecer aos meus amigos Vanessa, Janete e Mário, que me apoiaram, incentivaram e inspiraram ao longo destes anos e sem os quais seria muito mais penoso prosseguir. Um obrigada do tamanho do mundo à Vera por ter sido a melhor amiga que alguém poderia ter e um exemplo a seguir, por me ter ensinado tantas coisas e por ter sido um ser humano excepcional.

Por fim, quero agradecer de uma forma especial ao Rúben, por todo o encorajamento, apoio, enorme paciência, sugestões e críticas sem as quais a conclusão desta dissertação não teria sido possível.

RESUMO

A recente harmonização da regulamentação da engenharia sísmica ao nível das novas construções com o sector da reabilitação (EC8-3), decorrente da publicação do Decreto-Lei n.º95/2019, de 18 de Julho, e Portaria n.º302/2019, de 12 de Setembro, pode resultar num aumento da procura de soluções de reforço que permitam verificar a segurança estrutural à luz das novas exigências.

Neste sentido, esta dissertação propõe-se avaliar numericamente o desempenho das soluções de reforço ensaiadas por Gião, em 2012, e Muhaj, em 2020, para pórticos de betão armado sujeitos simultaneamente a ações horizontais cíclicas, que simulam a ação sísmica, e carregamentos gravíticos significativos. Ambas as soluções correspondem a técnicas de reforço com pré-esforço aplicado a vigas, tendo como finalidade melhorar o seu comportamento através do aumento da capacidade de dissipação de energia e redução das deformações observadas.

A modelação numérica presente nesta dissertação foi realizada com recurso à *framework* de cálculo estrutural *OpenSeesPy* (recente interpretador *Python* para o *OpenSees*). Com os dados experimentais obtidos pelas autoras supracitadas, procedeu-se à calibração de cinco modelos numéricos de vigas, utilizando elementos de plasticidade distribuída com formulações baseadas em forças (*nonlinearBeamColumn*): duas vigas não reforçadas (vigas de referência) e três vigas reforçadas (uma reforçada com pré-esforço não aderente, e duas com ancoragens aderentes e diferentes traçados de pré-esforço). Posteriormente, e atendendo aos resultados satisfatórios obtidos, foi estudado o comportamento histerético de dois dos modelos anteriormente referidos - uma viga de referência e uma das soluções de reforço ensaiadas por Muhaj - inseridos em pórticos de betão armado sujeitos simultaneamente a carregamentos que simulam a ação sísmica e forças verticais, assumindo para tal as leis constitutivas calibradas anteriormente. O comportamento dos pórticos foi então analisado a partir da determinação de diferentes indicadores de desempenho e parâmetros de dano estrutural.

Os resultados obtidos demonstraram que, comparativamente com os modelos de referência, as soluções de reforço em estudo apresentam uma maior capacidade resistente e menor deformação residual, constituindo-se como técnicas de reforço sísmico adequadas.

Palavras-chave: Pórticos de Betão Armado, Comportamento Sísmico, Rótulas Plásticas, *Capacity Design*, Reforço Estrutural, Pré-esforço, Modelação Numérica, *OpenSees*, *OpenSeesPy*

ABSTRACT

The recent harmonization of seismic engineering standards for new constructions with the rehabilitation sector (EC8-3), resulting from the publication of Decree-Law No. 95/2019, of 18 of July, and Ordinance No. 302/2019, of September 12th, will result in an increased demand for strengthening solutions that allow the verification of structural safety in light of the new requirements.

In this sense, this dissertation aims to numerically evaluate the performance of the strengthening solutions tested by Gião, in 2012, and Muhaj, in 2020, for reinforced concrete frames subject simultaneously to cyclic horizontal loading, which simulates the seismic action, and significant gravity loading. Both solutions correspond to strengthening techniques with post-tensioning applied to beams, aiming to improve their behaviour through increasing energy dissipation and reducing observed deformations.

The numerical modeling presented in this dissertation was performed using the framework of structural analysis OpenSeesPy (recent Python interpreter for OpenSees). With the experimental data obtained by the aforementioned authors, five models of beams were calibrated, using distributed plasticity elements with force-based formulations (nonlinearBeamColumn): two reference beams and three reinforced beams (one reinforced with non-adherent prestressing, and two with adherent anchorages and post-tensioning with different pre stressing layouts). Subsequently, and given the satisfactory results obtained, the hysteretic behavior of reinforced concrete frames subject simultaneously to loads that simulate the seismic action and vertical forces with two of the models previously studied (a reference beam and one of the strengthening solutions tested by Muhaj) were analyzed, applying the same constitutive laws. The behaviour of the frame structures was studied by determining different performance indicators and structural damage parameters.

The results obtained showed that, compared to the reference models, the strengthening solutions have a greater resistance capacity and less residual deformation, being an adequate seismic strengthening technique.

Keywords: Reinforced Concrete Frames, Seismic Behavior, Plastic Hinges, Capacity Design, Structural Strengthening, Pre-stress, Numerical Modeling, *OpenSees*, *OpenSeesPy*

ÍNDICE

Índice de Figuras	xix
Índice de Tabelas	xxv
Siglas	xxvii
Símbolos	xxix
1 Introdução	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Organização	4
2 Enquadramento Teórico	7
2.1 Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas	7
2.1.1 Considerações Gerais	7
2.1.2 Modos de Rotura	8
2.2 Reforço Sísmico de Estruturas	13
2.2.1 Considerações Gerais	13
2.2.2 Estratégias de Intervenção	14
2.2.3 Reforço Sísmico de Estruturas com Pré-esforço	16
2.3 Métodos de Avaliação da Resposta Sísmica	20
2.3.1 Considerações Gerais	20
2.3.2 Indicadores de Desempenho e Parâmetros de Dano	21
3 Modelação Numérica	27
3.1 Considerações Gerais	27
3.2 Método Computacional	28
3.3 Elementos do Tipo Barra	30
3.3.1 Modelação do Comportamento Não Linear	30

3.3.2	Problemas de Localização	35
3.4	Modelos de Comportamento dos Materiais	38
3.4.1	Considerações Gerais	38
3.4.2	Comportamento do betão	38
3.4.3	Comportamento do aço	41
3.4.4	Efeito do Escorregamento	42
4	Calibração dos Modelos no <i>OpenSees</i>	47
4.1	Considerações Gerais	47
4.2	Ensaaios Experimentais Modelados	47
4.2.1	Vigas Ensaaiadas por Gião [58] e Muhaj [49]	47
4.2.2	Sistemas e Procedimento de Ensaio	53
4.2.3	Resultados Obtidos	55
4.3	Modelação Numérica	58
4.3.1	Características Gerais dos Modelos Numéricos	58
4.3.2	Elementos	60
4.3.3	Discretização da Secção	62
4.3.4	Materiais	64
4.3.5	Resultados	66
5	Caso de Estudo - Pórticos Reforçados	81
5.1	Considerações Gerais	81
5.2	Modelação Numérica	82
5.3	Resultados	85
5.3.1	Pórtico CB1	85
5.3.2	Pórtico CB3	94
5.4	Indicadores de Desempenho e Parâmetros de Dano	105
5.4.1	Relação Força-Deslocamento	105
5.4.2	Deslocamento de Cedência	106
5.4.3	<i>Drift</i>	108
5.4.4	Ductilidade em Deslocamento	108
5.4.5	Rotação Plástica	109
5.4.6	Energia Dissipada	109
5.4.7	Índice de Deformação Residual (RDI)	111
5.4.8	Rigidez Efetiva	111
6	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	115
6.1	Conclusões	115
6.2	Desenvolvimentos Futuros	119
	Bibliografia	121

Anexos

I	Parâmetros de Calibração e Comportamento Mecânico dos Materiais Utilizados	129
I.1	Parâmetros de Calibração dos Materiais Utilizados	129
I.2	Comportamento Mecânico dos Materiais Utilizados	136
I.2.1	Modelo VR2	136
I.2.2	Modelo VPE	138
I.2.3	Modelo CB1	140
I.2.4	Modelo CB2	141
I.2.5	Modelo CB3	143

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1	Comportamento histerético genérico de um elemento dúctil (adaptado de [22]).	8
2.2	Mecanismos de rotura não linear em pórticos (adaptado de [42]).	9
2.3	Formação de rótulas plásticas reversíveis: (a) diagrama de esforços (adaptado de [58]); (b) localização das rótulas e (c) deformada associada (adaptado de [27]).	10
2.4	Comportamento histerético típico associado à formação de rótulas plásticas reversíveis em elementos com betão fracamente confinado. Representação do efeito <i>pinching</i> (adaptado de [21]).	11
2.5	Formação de rótulas plásticas unidireccionais: (a) diagrama de esforços (adaptado de [58]); (b) localização das rótulas e (c) deformada associada (adaptado de [27]).	12
2.6	Comportamento histerético típico associado à formação de rótulas plásticas unidireccionais [21].	13
2.7	Exemplos de estratégias de reforço sísmico através do (a) aumento da rigidez e resistência, (b) redução da rigidez e resistência, (c) aumento do amortecimento e (d) aumento da ductilidade (adaptado de [74]).	16
2.8	Representação das forças de atrito e forças de corte desenvolvidas no pré-esforço aderente [40].	17
2.9	Variação de extensão em cabos/cordões de pré-esforço: (a) cabo/cordão com aderência; (b) cabo/cordão sem aderência [4]).	19
2.10	Variação da excentricidade em cabos/cordões de pré-esforço não aderente (efeitos de 2. ^a ordem): (a) estrutura indeformada; (b) estrutura após deformação [4]).	19
2.11	Determinação do diagrama elastoplástico idealizado (força-deslocamento) [58].	21
2.12	Representação esquemática do parâmetro <i>drift</i>	22
2.13	Representação gráfica da ductilidade em deslocamento, Índice de Deformação Residual (RDI) e rigidez efetiva (adaptado de [58]).	23

2.14	Diagramas de momentos e curvaturas numa consola quando é atingida a curvatura última [3].	23
2.15	Energia dissipada e energia total nos semi-ciclos W_1 e W_2 [58].	24
3.1	Diagrama das classes do OpenSees (adaptado de [47] [78]).	29
3.2	Representação do modelo de elemento de plasticidade concentrada ([45] citado em [58]).	30
3.3	Representação do modelo de elemento de plasticidade distribuída ([11] citado em [58], [65]).	31
3.4	Representação da aproximação da curvatura obtida com elementos de formulação baseada em deslocamentos (adaptado de [67]).	33
3.5	Equilíbrio de forças internas num elemento de barra não deformado (adaptado de [32]).	33
3.6	Representação das forças internas do elemento barra no sistema de coordenadas local [32].	34
3.7	Representação da aproximação obtida com elementos de formulação baseada em forças para a curvatura (adaptado de [67]).	35
3.8	Comparação dos diagramas momento-curvatura num elemento com plasticidade distribuída, dependendo do número de pontos de integração ([13] citado em [58]).	36
3.9	Diagrama tensão-extensão do betão e energia de fratura à compressão (adaptado de [13]).	37
3.10	Diagrama tensão-extensão e tensão-deslocamento considerando uma energia de fratura constante (adaptado de [13]).	37
3.11	Modelo de comportamento do material <i>Concrete02</i> do <i>OpenSees</i> (adaptado de [75]).	39
3.12	Modelo de comportamento do material <i>Steel02</i> do <i>OpenSees</i> (adaptado de [65]).	41
3.13	Representação esquemática da modelação do efeito do escorregamento de armaduras com recurso a elementos fictícios (adaptado de [76]).	43
3.14	Modelo do comportamento monotónico do material <i>Bond SP01</i> (adaptado de [76]).	43
3.15	Modelo do comportamento cíclico do material <i>Bond SP01</i> (adaptado de [76]).	45
4.1	Idealização da geometria dos modelos experimentais de Gião [58] e Muhaj [49]: a) localização dos pontos de momento nulo, b) simplificação do comprimento da viga e c) simplificação da ligação viga-pilar [58].	48
4.2	Modelo experimental de referência: a) geometria e b) pormenorização das armaduras [58].	49
4.3	Geometria do traçado dos cordões de pré-esforço na viga VPE [58].	50
4.4	Modelo experimental de referência: a) geometria e b) pormenorização das armaduras [49].	51

4.5 Geometria do traçado dos cordões de pré-esforço na viga CB2 (conforme construído): a) alçado, b) planta e c) corte A-A' (adaptado de [49]).	52
4.6 Geometria do traçado dos cordões de pré-esforço na viga CB3 (conforme construído): a) alçado, b) planta e c) corte A-A' (adaptado de [49]).	53
4.7 Esquema do sistema de ensaio da campanha experimental (adaptado de [58]).	54
4.8 Procedimento de ensaio utilizado por Gião e Muhaj [33].	55
4.9 Resultados experimentais obtidos por Gião [58].	56
4.10 Resultados experimentais obtidos por Muhaj [49].	57
4.11 Representação do tipo de elementos utilizados na modelação das vigas. . .	61
4.12 Representação do tipo de elementos utilizados na modelação dos cordões de pré-esforço.	61
4.13 Geometria das secções transversais dos modelos das vigas testadas por a) Gião e b) Muhaj.	62
4.14 Discretização, em fibras, das secções transversais dos modelos das vigas testadas por a) Gião e b) Muhaj.	62
4.15 Secção transversal do elemento fictício da viga VR2 e VPE: a) fibras relativas ao material Betão e b) Aço.	63
4.16 Secção transversal do elemento fictício da viga CB1: a) fibras relativas ao material Betão e b) Aço.	63
4.17 Secção transversal do elemento fictício da viga CB2 e CB3: a) fibras relativas ao material Betão e b) Aço e Cordão de pré-esforço aderente.	63
4.18 Secção transversal dos elementos <i>nonlinearBeamColumn</i> da viga VR2 e VPE: a) fibras relativas ao material Betão e b) Aço.	64
4.19 Secção transversal dos elementos <i>nonlinearBeamColumn</i> da viga CB1, CB2 e CB3: a) fibras relativas ao material Betão e b) Aço.	64
4.20 Modelação numérica das vigas de Gião [58].	66
4.21 Modelação numérica das vigas de Muhaj [49].	67
4.22 Curva tensão-extensão das fibras de betão (<i>Concrete02</i>) e aço (armaduras ordinárias - <i>Steel02</i>) no modelo da viga VR2, para a primeira secção do elemento 1 (zona do encastramento).	70
4.23 Curva tensão-extensão das fibras de betão (<i>Concrete02</i>) e aço (armaduras ordinárias - <i>Steel02</i>) no modelo da viga VPE, para a primeira secção do elemento 1 (zona do encastramento).	71
4.24 Força de pré-esforço no cordão não aderente (<i>Bond SP01</i>) no modelo da viga VPE (elemento do tipo <i>truss</i>).	72
4.25 Curva tensão-extensão das fibras de betão (<i>Concrete02</i>) e aço (armaduras ordinárias - <i>Steel02</i>) no modelo da viga CB1, para a primeira secção do elemento 1 (zona do encastramento).	73
4.26 Curva tensão-extensão das fibras de betão (<i>Concrete02</i>) e aço (armaduras ordinárias - <i>Steel02</i>) no modelo da viga CB2, para a primeira secção do elemento 1 (zona do encastramento).	74

4.27	Força de pré-esforço no troço do cordão aderente (<i>Bond SP01</i>) e não aderente (<i>Steel02</i>) no modelo da viga CB2, para o <i>zero-length section element</i> e elementos do tipo <i>truss</i>	75
4.28	Curva tensão-extensão das fibras de betão (<i>Concrete02</i>) e aço (armaduras ordinárias - <i>Steel02</i>) no modelo da viga CB3, para a primeira secção do elemento 1 (zona do encastramento).	76
4.29	Força de pré-esforço no troço do cordão aderente (<i>Bond SP01</i>) e não aderente (<i>Steel02</i>) no modelo da viga CB3, para o <i>zero-length section element</i> e elementos do tipo <i>truss</i>	77
5.1	Representação esquemática dos modelos de pórtico, com a identificação da numeração dos nós e elementos.	82
5.2	Representação esquemática dos sub-elementos e elementos fictícios utilizados na modelação dos pórticos.	83
5.3	Representação esquemática dos cordões de pré-esforço do modelo numérico do pórtico CB3.	83
5.4	Representação esquemática da designação das secções dos vários pontos de integração considerados na modelação dos pórticos.	84
5.5	Representação esquemática da história de deslocamentos horizontais impostos.	85
5.6	Curvas tensão-extensão das fibras de betão (<i>Concrete02</i>) da Secção 1.1.2 e 3.1.5 da viga do modelo do pórtico CB1.	86
5.7	Curvas tensão-extensão das fibras de aço (<i>Steel02</i>) da Secção 1.1.2 e 3.1.5 da viga do modelo do pórtico CB1.	87
5.8	Deslocamento horizontal dos Nós 2 e 6 do pórtico CB1.	88
5.9	Deslocamento vertical dos Nós 3, 4 e 5 do pórtico CB1.	89
5.10	Deslocamento no nó 3 nos pontos notáveis próximos do ciclo 26 do procedimento de carga do pórtico CB1.	89
5.11	Configurações deformadas do pórtico CB1 junto ao ciclo 26 do procedimento de carga.	90
5.12	Diagramas Momento Curvatura do Elemento 2 do pórtico CB1.	92
5.13	Diagramas Momento Curvatura do Elemento 5 do pórtico CB1.	93
5.14	Curvas tensão-extensão das fibras de betão (<i>Concrete02</i>) da Secção 1.1.2 e 3.1.5 da viga do modelo do pórtico CB3.	95
5.15	Curvas tensão-extensão das fibras de aço (<i>Steel02</i>) da Secção 1.1.2 e 3.1.5 da viga do modelo do pórtico CB3.	96
5.16	Força de pré-esforço no troço do cordão aderente e não aderente (<i>Bond SP01</i>), e no elemento fictício <i>zero-length section element</i> , no elemento 2 do modelo da viga CB3.	97

5.17	Força de pré-esforço no troço do cordão aderente e não aderente (<i>Bond SP01</i>), e no elemento fictício <i>zero-length section element</i> , no elemento 5 do modelo da viga CB3 (força última do material assinalada a tracejado).	98
5.18	Deslocamento horizontal dos Nós 2 e 6 do pórtico CB3.	99
5.19	Deslocamento vertical dos Nós 3, 4 e 5 do pórtico CB3.	100
5.20	Evolução da extensão da armadura superior da <i>Secção</i> 3.1.5 do pórtico CB3 ao longo do procedimento de carga.	100
5.21	Deslocamento no nó 3 nos pontos notáveis próximos do ciclo 26 do procedimento de carga do pórtico CB3.	101
5.22	Configurações deformadas do pórtico CB3 junto ao ciclo 26 do procedimento de carga.	101
5.23	Diagramas Momento Curvatura do Elemento 2 do pórtico CB3.	103
5.24	Diagramas Momento Curvatura do Elemento 5 do pórtico CB3.	104
5.25	Diagramas força de corte basal <i>versus</i> deslocamento horizontal dos pórticos CB1 e CB3 medido no nó 2.	105
5.26	Diagramas força de corte basal <i>versus</i> deslocamento horizontal dos pórticos CB1 e CB3 medido no nó 6.	106
5.27	Diagramas elastoplástico idealizado dos modelos numéricos dos pórticos CB1 e CB3.	106
5.28	Evolução do <i>drift</i> nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.	108
5.29	Evolução da ductilidade nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.	109
5.30	Evolução da rotação plástica nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.	110
5.31	Evolução da energia dissipada nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.	110
5.32	Evolução da energia dissipada, por sentido do carregamento, nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.	111
5.33	Evolução da deformação residual nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.	112
5.34	Evolução da rigidez efetiva nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.	112
I.1	Curva tensão-extensão do material Betão (<i>Concrete02</i>) no modelo da viga VR2 (BNC - betão não confinado. BCA - betão confinado na zona da alma. BCB - betão confinado na zona do banzo).	136
I.2	Curva tensão-extensão do material Aço (<i>Steel02</i>) e material relativo à simulação do escorregamento das armaduras ordinárias (<i>Bond SP01</i>) no modelo da viga VR2.	137
I.3	Curva tensão-extensão do material <i>Concrete02</i> no modelo da viga VPE (BNC - betão não confinado. BCA - betão confinado na zona da alma. BCB - betão confinado na zona do banzo).	138
I.4	Curva tensão-extensão do material Aço (<i>Steel02</i>) e material relativo à simulação do escorregamento das armaduras ordinárias (<i>Bond SP01</i>) no modelo da viga VPE.	139

I.5	Curva tensão-extensão do material para a simulação do comportamento do cabo de pré-esforço não aderente (<i>Steel02</i>) no modelo da viga VPE.	139
I.6	Curva tensão-extensão do material <i>Concrete02</i> no modelo da viga CB1 (BNC - betão não confinado. BCA - betão confinado na zona da alma. BCB - betão confinado na zona do banzo).	140
I.9	Curva tensão-extensão do material <i>Concrete02</i> no modelo da viga CB2 (BNC - betão não confinado. BCA - betão confinado na zona da alma. BCB - betão confinado na zona do banzo).	141
I.10	Curva tensão-extensão do material Aço (<i>Steel02</i>) e material relativo à simulação do escorregamento das armaduras ordinárias (<i>Bond SP01</i>) no modelo da viga CB2.	142
I.11	Curva tensão-extensão do material para a simulação do comportamento do cabo de pré-esforço não aderente (<i>Steel02</i>) e aderente (<i>Bond SP01</i>) no modelo da viga CB2.	142
I.12	Curva tensão-extensão do material <i>Concrete02</i> no modelo da viga CB3 (BNC - betão não confinado. BCA - betão confinado na zona da alma. BCB - betão confinado na zona do banzo).	143
I.13	Curva tensão-extensão do material Aço (<i>Steel02</i>) e material relativo à simulação do escorregamento das armaduras ordinárias (<i>Bond SP01</i>) no modelo da viga CB3.	144
I.14	Curva tensão-extensão do material para a simulação do comportamento do cabo de pré-esforço não aderente (<i>Steel02</i>) e aderente (<i>Bond SP01</i>) no modelo da viga CB3.	144

ÍNDICE DE TABELAS

4.1	Caracterização do betão utilizado na campanha experimental de Gião [58].	49
4.2	Caracterização do aço utilizado na campanha experimental de Gião[58]. . .	49
4.3	Caracterização do betão utilizado na campanha experimental de Muhaj [49].	51
4.4	Caracterização do aço utilizado na campanha experimental de Muhaj [49].	52
4.5	Pontos notáveis do diagrama força deslocamento das vigas VR2, VPE [58].	56
4.6	Pontos notáveis do diagrama força deslocamento das vigas CB1, CB2 e CB3 [49].	58
4.7	Comprimento dos elementos <i>nonlinearBeamColumn</i> utilizados na modelação das vigas.	60
4.8	Parâmetros envolvidos na determinação da extensão ε_f^c do betão não confinado.	65
4.9	Parâmetros envolvidos na determinação da extensão ε_f^c do betão confinado (zona da alma).	65
4.10	Parâmetros envolvidos na determinação da extensão ε_f^c do betão confinado (zona do banzo).	65
4.11	Pontos notáveis do diagrama força deslocamento dos modelos numéricos das vigas VR2 e VPE, e erros encontrados relativamente aos modelos experimentais.	69
4.12	Pontos notáveis do diagrama força deslocamento dos modelos numéricos das vigas CB1, CB2 e CB3, e erros encontrados relativamente aos modelos experimentais.	69
5.1	Comprimento dos sub-elementos utilizados na modelação dos pórticos (<i>nonlinearBeamColumn</i>).	82
5.2	Pontos notáveis dos diagramas força-deslocamento dos pórticos CB1 e CB3.	107
I.1	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Concrete02</i> para a simulação do comportamento do betão da viga VR2.	129
I.2	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Concrete02</i> para a simulação do comportamento do betão da viga VPE.	130

I.3	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Concrete02</i> para a simulação do comportamento do betão da viga CB1.	130
I.4	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Concrete02</i> para a simulação do comportamento do betão da viga CB2.	131
I.5	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Concrete02</i> para a simulação do comportamento do betão da viga CB3.	131
I.6	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Steel02</i> para a simulação do comportamento do aço das armaduras ordinárias das vigas VR2 e VPE. . .	132
I.7	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Steel02</i> para a simulação do comportamento do aço das armaduras ordinárias da viga CB1.	132
I.8	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Steel02</i> para a simulação do comportamento do aço das armaduras ordinárias das vigas CB2 e CB3. . .	133
I.9	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Bond SP01</i> para a simulação do escorregamento das armaduras ordinárias da viga VR2.	133
I.10	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Bond SP01</i> para a simulação do escorregamento das armaduras ordinárias da viga VPE.	133
I.11	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Bond SP01</i> para a simulação do escorregamento das armaduras ordinárias da viga CB1.	134
I.12	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Bond SP01</i> para a simulação do escorregamento das armaduras ordinárias e cordão de pré-esforço aderente das vigas CB2 e CB3.	134
I.13	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Steel02</i> para a simulação do comportamento do cordão de pré-esforço não aderente da viga VPE.	134
I.14	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Steel02</i> para a simulação do comportamento do cordão de pré-esforço não aderente da viga CB2.	135
I.15	Parâmetros utilizados na calibração do material <i>Steel02</i> para a simulação do comportamento do cordão de pré-esforço não aderente da viga CB3.	135

SIGLAS

EC8	Eurocódigo 8
EC8-1	Eurocódigo 8 Parte 1
EC8-3	Eurocódigo 8 Parte 3
NZS	<i>New Zealand Standard</i>
OpenSees	<i>Open System for Earthquake Engineering Simulation</i>
Py	<i>Python</i>
RDI	Índice de Deformação Residual
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
RSCCS	Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos
UBC	<i>Uniform Building Code</i>

SÍMBOLOS

$a(x)$	funções de interpolação de deslocamento
a_1 e a_2	parâmetros experimentais envolvidos na definição da transição entre a fase elásticas e fase plástica do material aço <i>Steel02</i>
a_3 e a_4	parâmetros experimentais envolvidos na definição do endurecimento do material aço <i>Steel02</i>
b	parâmetro que caracteriza a relação entre a rigidez do troço elástico E_{y0} e a rigidez após plastificação E_{y1} do material aço <i>Steel02</i>
$b(x)$	funções de interpolação de força
d	deslocamento
d_0	deslocamento de cedência das armaduras das vigas experimentais
d_b	diâmetro dos varões (em milímetros)
$d_{g\ i}$	deslocamento referente à imposição da força gravítica no ciclo i
$d_{\max\ i}$	deslocamento de “pico” no ciclo i
$d_{\max\ i}$	valor absoluto do deslocamento máximo (positivo ou negativo) no ciclo i
d_y	deslocamento para a tensão de cedência
E	módulo de elasticidade
$e(x)$	vetor das deformações numa secção
E_0	módulo de elasticidade inicial do betão <i>Concrete02</i> à compressão
E_c	módulo de elasticidade do betão
E_d	valor de cálculo da ação

E_r	módulo de elasticidade da curva de carga do modelo do material betão <i>Concrete02</i>
E_{y0}	rigidez do material aço <i>Steel02</i> (troço elástico)
E_{y1}	rigidez do material aço <i>Steel02</i> (troço plástico)
F_b	força basal
f_c	tensão de rotura do betão à compressão
f_c'	tensão de rotura do betão confinado à compressão
f'_{cu}	tensão de compressão no betão confinado correspondente à extensão última em compressão, ϵ'_{cu}
f_{cu}	tensão de compressão no betão correspondente à extensão última em compressão ϵ_{cu}
F_g	carga gravítica
f_m	tensão no ponto de início da descarga da curva envolvente de compressão do material betão <i>Concrete02</i>
F_{max}	força máxima
$F_{max\ i}$	força de “pico” no ciclo i
f_r	tensão no ponto de convergência das curvas carga/descarga do modelo do material betão <i>Concrete02</i>
$f_{s(x)}$	matriz de flexibilidade de uma secção
f_{st}	translação do patamar de cedência devido ao endurecimento
f_t	tensão de rotura à tração do betão
f_u	tensão de última do material aço
f_y	tensão de cedência do material aço
f_{ye}	tensão de cedência à tração do aço dos estribos
G_f^c	energia de fratura do betão à compressão
h	altura
IP	pontos de integração
K	rigidez de um elemento

K_0	rigidez do troço inicial elástico-linear
K_c	coeficiente relacionado com o aumento de resistência resultado do confinamento do betão
K_{eff}	rigidez efetiva
$k_s(x)$	matriz de rigidez de uma secção
L	comprimento de um elemento
$l_{a,min}$	comprimento mínimo de ancoragem
l_e	largura da secção de betão confinado (medido até ao limite dos estribos)
L_{IP}	comprimento de influência da secção de integração
l_p	comprimento da rótula plástica
L_p	metade do comprimento da rótula plástica
M_F	momento fletor máximo resultante
M_y	momento fletor resistente
P	força genérica
q	vetor das forças de um elemento
R	parâmetro que representa o efeito de <i>Bauschinger</i> no material aço <i>Steel02</i>
R_0	parâmetro que representa o efeito de <i>Bauschinger</i> no material aço <i>Steel02</i> no primeiro ciclo de carga
R_c	parâmetro que define a forma da curva de recarga do material <i>Bond SP01</i>
R_d	valor de cálculo da resistência
s	escorregamento
$s(x)$	vetor das forças numa secção
s_{cr}	rácio do escorregamento
s_e	espaçamento entre estribos
s_u	escorregamento verificado quando se atinge f_u
s_{uy}	rácio da tensão última
s_y'	escorregamento recuperado elasticamente

s_y	escorregamento verificado quando se atinge f_y
$u(x)$	vetor dos deslocamentos numa secção
v	vetor das deformações de um elemento
V_E	esforço transversal mobilizável pela ação sísmica
V_G	esforço transversal mobilizável pela carga gravítica
W_i	energia dissipada no ciclo i
w_x	componente axial de uma carga distribuída
w_y	componente transversal de uma carga distribuída
Z	declive relativo ao amolecimento (<i>softening</i>)
Δ	deslocamento imposto
ε	extensão
ε_m	extensão no ponto de início da descarga da curva envolvente de compressão do material betão <i>Concrete02</i>
$\varepsilon_{max\ i}$	extensão máxima no ciclo i
ε'_{c1}	extensão do betão confinado à compressão correspondente à tensão máxima f'_c
ε'_{cu}	extensão última do betão confinado à compressão
ε_f^c	extensão de betão determinada a partir da energia de fratura
ε_{max}	extensão máxima
ε_r	extensão no ponto de convergência das curvas carga/descarga do modelo do material betão <i>Concrete02</i>
ε_t	valor da abcissa mínima das curvas carga/descarga do modelo do material betão <i>Concrete02</i>
ε_{c1}	extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c
ε_{cu}	extensão última do betão à compressão
θ_p	rotação plástica
λ	constante de recarga do material betão <i>Concrete02</i>
μ	ductilidade

μ_d	ductilidade em deslocamento
ρ_e	quociente entre volume do aço dos estribos e volume de betão do núcleo confinado (medido até ao limite dos estribos)
σ	tensão
σ_{cr}	rácio da tensão no varão/cordão
$1/R_u$	curvatura última
$1/R_y$	curvatura para a tensão de cedência

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

O conhecimento do comportamento de estruturas à ação sísmica é fundamental na evolução dos critérios de dimensionamento e regulamentação aplicável às regiões afetadas por estes fenómenos. A observação das consequências de sismos passados demonstra que diferentes regulamentos, e o seu aperfeiçoamento ao longo dos anos, conduzem a diferentes níveis de dano no edificado existente.

Atualmente, em Portugal, a regulamentação relativa ao dimensionamento de estruturas de betão armado, incluindo as estruturas resistentes ao sismo, encontra-se numa fase de transição que se estenderá até Setembro de 2022 [20], com a adoção das Normas Europeias (Eurocódigos) em detrimento do "RSA - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes" [16] e "REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado" [17].

Com esta alteração, o projeto de estruturas para resistir à ação sísmica passou a ser enquadrado pelo Eurocódigo 8 (EC8). Este regulamento encontra-se dividido em 6 partes distintas, das quais, no âmbito desta dissertação, se destaca a NP EN1998-1 (2010) - "Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios"[36] e a NP EN1998-3 (2013) - "Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios"[38]. A informação contida nestes documentos é ainda complementada pelo Eurocódigo 2, NP EN1992-1-1 (2010) - "Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios"[37].

A NP EN1998-1 (EC8-1), com aplicação regulamentada em Portugal desde Dezembro de 2019, tem como objetivo assegurar a proteção de vidas humanas, a limitação de danos e a manutenção da operacionalidade de estruturas importantes para a proteção civil após um evento sísmico. Assim, preconiza como requisitos fundamentais da sua aplicação que (a) as estruturas devam resistir à ação sísmica de cálculo sem a ocorrência de colapso local ou global das mesmas, (b) e que, face a uma ação sísmica com maior probabilidade de ocorrência que a ação sísmica de cálculo, os níveis de dano ou limitações de utilização não inviabilizem economicamente a sua reparação.

Para zonas com sismicidade média a alta, esta Norma recomenda que todos os elementos da estrutura apresentem uma adequada capacidade de dissipação de energia, sem que para tal se verifique uma perda significativa de resistência. Este critério pode ser alcançado se as estruturas apresentarem modos de rotura dúcteis, nos quais a dissipação de energia ocorre através da exploração do comportamento não linear em zonas críticas. Em oposição, as zonas não críticas deverão resistir ao acréscimo de deformação desenvolvido pela formação das rótulas plásticas. A Norma denomina este método de cálculo como *Capacity Design* ou Cálculo pela Capacidade Real.

Uma das práticas inerentes à filosofia de cálculo pela capacidade real está relacionada com o conceito de que as rótulas plásticas se devem formar nas vigas e não nos pilares (princípio do pilar forte - viga fraca) [58]. Pretende-se assim evitar a possível formação de mecanismos com menor capacidade de dissipação de energia, que possam provocar o colapso local ou global da estrutura.

No que diz respeito à reabilitação do edificado existente, e partindo dos resultados dos Censos de 2011 [35], que indicam que cerca de 20% das habitações unifamiliares de betão armado em Portugal foram construídas antes da publicação do primeiro regulamento que visava a segurança dos edifícios ao sismo (RSCCS - Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos), e 60% previamente à publicação do RSA e REBAP, é de esperar que, na ocorrência de um fenómeno deste tipo de relativa intensidade, os danos no edificado existente sejam severos, com a perda de vidas humanas e graves consequências económicas. Na verdade, os estudos conduzidos por Saraiva e Appleton em 2006 [61] e Silva em 2007 [62] mostraram que, nas regiões de maior risco sísmico, a resistência sísmica dos edifícios projetados previamente à publicação do RSA e REBAP corresponde a cerca de 30 a 50% das exigências atuais.

O Decreto-Lei n.º95/2019 [18], de 18 de Julho, e a Portaria n.º302/2019 [55], de 12 de Setembro, vieram definir que ficam sujeitas à elaboração de um relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica todas as obras de ampliação, alteração ou reconstrução onde se verifiquem sinais evidentes de degradação da estrutura existente, ocorra a alteração do comportamento estrutural do edifício, a área de intervenção ultrapasse os 25% da área bruta de construção, ou o custo de construção seja superior a pelo menos 25% do custo de construção nova de edifício equivalente. Este relatório é ainda obrigatório no caso de edifícios das classes de importância III ou IV, definidas na norma NP EN 1998-1:2010, sempre que se verifique uma das situações anteriormente referidas, com redução para 15% nos limites de área e custos mencionados.

Sempre que o relatório de vulnerabilidade sísmica concluir que o edifício em estudo não garante as exigências de segurança relativas a 90% da ação sísmica definida na Norma NP EN1998-3 (2017) (EC8-3), torna-se obrigatória a elaboração de um projeto de reforço sísmico.

A harmonização da regulamentação da engenharia sísmica ao nível das novas construções (já abrangidas pelo EC8-1) com o sector da reabilitação, decorrente da publicação do Decreto-Lei n.º 95/2019 e Portaria n.º 302/2019, resultará no aumento da procura

de soluções de reforço que permitam verificar a segurança estrutural à luz das novas exigências.

Neste seguimento, e apesar de tanto o EC8-1 como o EC8-3 permitirem a aplicação da regra de igualdade de deslocamentos de *Newmark* de modo a considerar o comportamento não linear de forma simplificada, efetuando o dimensionamento de estruturas através de análises elásticas lineares (método mais utilizado na prática corrente) [3] [43], a consideração explícita do comportamento não linear conduz a resultados mais próximos da realidade. Entre outras vantagens do dimensionamento em regime não linear podem-se referir: a consideração explícita da ductilidade das estruturas, o que permite conhecer a evolução dos danos e a capacidade de dissipação de energia associada aos ciclos histeréticos nas rótulas plásticas; a possibilidade de conhecer a curva de resposta global da estrutura e a sua capacidade resistente; a possibilidade de caracterizar a resposta da estrutura à ação sísmica, sem que para tal se utilize um fator de comportamento; etc.. Em contrapartida, este tipo de método apresenta uma complexidade bastante superior, acarretando maiores tempo de cálculo e meios computacionais mais potentes [7].

1.2 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo principal avaliar numericamente o desempenho de soluções de reforço, ensaiadas por Gião [58] e Muhaj [49], para pórticos de betão armado sujeitos simultaneamente a ações horizontais cíclicas, que simulam a ação sísmica, e carregamentos gravíticos significativos. Ambas as soluções correspondem a técnicas de reforço com pré-esforço aplicado a vigas, tendo como finalidade melhorar o seu comportamento através do aumento da capacidade de dissipação de energia e redução das deformações observadas.

A solução de Gião [58] baseia-se na aplicação de cordões de pré-esforço exteriores à viga, com recurso a ancoragens mecânicas em ambas as extremidades, enquanto que no reforço testado por Muhaj [49] o traçado dos cordões percorre o interior da viga, sendo a ancoragem efetivada por meio de uma ligação aderente.

Tendo presente o objetivo principal, foram definidas as seguintes metas associadas:

1. Desenvolver os seguintes modelos numéricos que simulem a resposta experimental dos modelos de Gião [58] e Muhaj [49], quando sujeitos a um procedimento de ensaio cíclico que incluía simultaneamente ações horizontais e verticais:
 - Duas vigas não reforçadas (vigas de referência);
 - Três vigas reforçadas (uma delas reforçada com pré-esforço não aderente, e duas com ancoragens aderentes e diferentes traçados de pré-esforço).
2. Avaliar numericamente o comportamento histerético de duas das soluções anteriormente referidas, aplicando-as a pórticos de betão armado sujeitos a carregamentos

similares. Proceder à análise do desempenho dos pórticos através da determinação de diferentes indicadores de desempenho e parâmetros de dano estrutural.

A simulação e análise numérica deste trabalho foi desenvolvida utilizando a *framework* de cálculo estrutural *OpenSeesPy* (recente interpretador *Python* para o *OpenSees - Open System for Earthquake Engineering Simulation*).

1.3 Organização

O presente trabalho encontra-se dividido em seis capítulos, dos quais o atual constitui o capítulo introdutório, onde se definem os objetivos principais do estudo e se faz referência ao conteúdo e organização de cada um deles.

No Capítulo 2 aborda-se o comportamento sísmico de estruturas porticadas, identificando os objetivos da filosofia de dimensionamento *Capacity Design*. São identificados os mecanismos de rotura indesejados, descrevendo a influência da carga gravítica no desenvolvimento de rótulas reversíveis e unidirecionais, e abordando o seu comportamento histerético. De seguida, introduz-se o tema do reforço estrutural, descrevendo a pertinência do seu estudo e habituais problemas verificados neste âmbito. São identificadas as principais estratégias de reforço, analisando-se em particular o reforço através da aplicação de pré-esforço aderente e não aderente. Por fim, descrevem-se os indicadores de desempenho e parâmetros de dano utilizados na avaliação das soluções em estudo.

O Capítulo 3 diz respeito à modelação numérica. São descritos os tipos de modelos numéricos capazes de simular o comportamento cíclico de estruturas, é feita a apresentação da *framework* *OpenSees* e *OpenSeesPy*, explicando a sua filosofia e modo de funcionamento, bem como os campos de aplicação e vantagens que advêm da sua utilização. Neste capítulo descrevem-se os dois tipos de abordagem para a modelação do comportamento não linear em elementos do tipo barra (plasticidade concentrada e plasticidade distribuída) e a formulação de modelos de plasticidade distribuída (forças e deslocamentos). De seguida, abordam-se os problemas de concentração de deformações associados à utilização de elementos com formulação baseada em forças. São também apresentadas as relações constitutivas dos materiais implementados na simulação numérica e relações de interação entre eles.

O Capítulo 4, relativo à construção dos modelos no *OpenSees*, inicia-se com a descrição dos modelos experimentais ensaiados por Gião [58] e Muhaj [49], detalhando-se o procedimento de carregamento utilizado. São apresentadas as características dos materiais que resultaram do processo de calibração. Neste capítulo descrevem-se os cinco modelos numéricos elaborados para as vigas reforçadas e não reforçadas, e apresenta-se o resultado do processo de calibração.

O Capítulo 5 refere-se ao caso de estudo correspondente à simulação do comportamento de um pórtico de referência (sem reforço) e um pórtico reforçado com a aplicação

de pré-esforço com ancoragens aderentes. Os resultados obtidos para cada uma das situações são apresentados e analisados, em conjunto com os indicadores de desempenho e parâmetros de dano, observando-se as principais características associadas às curvas histeréticas.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões retiradas do presente trabalho e sugestões para desenvolvimentos futuros.

ENQUADRAMENTO TEÓRICO

2.1 Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas

2.1.1 Considerações Gerais

A modelação de estruturas de betão armado, para efeitos de dimensionamento através da verificação da segurança aos Estados Limites Últimos, é efetuada, para a maioria das ações, considerando o comportamento elástico dos materiais. A resposta de estruturas porticadas nestas condições é conhecida e facilmente descrita por modelos numéricos, seja em análises estáticas ou dinâmicas, com maior ou menor grau de simplificação. A verificação de segurança realizada consiste em garantir que os esforços resistentes são superiores aos esforços atuantes.

No caso da ação sísmica, o dimensionamento de estruturas sem tirar partido, direta ou indiretamente, do comportamento não linear dos materiais resultaria no acréscimo substancial da sua resistência e, por consequência, no aumento significativo do custo associado à construção. No entanto, a exploração do comportamento não linear, como forma de reduzir a resistência necessária na resposta à ação sísmica, implica que a estrutura apresente ductilidade e capacidade de dissipação de energia suficiente, após o início da plastificação, para que seja capaz de suportar as deformações impostas sem entrar em rotura.

A filosofia de dimensionamento prevista no EC8 [36], Cálculo pela Capacidade Real (*Capacity Design*), vai ao encontro do referido, uma vez que recomenda que as estruturas de betão armado localizadas em regiões sísmicas prevejam mecanismos de rotura com dissipação de energia, mantendo simultaneamente um grau de resistência adequado que evite o seu colapso global ou local. Estes mecanismos estão associados à exploração do comportamento não linear dos materiais quando sujeitos a estes fenómenos naturais.

Em estruturas de betão armado, o comportamento não linear inicia-se a partir do momento em que a primeira fibra de um elemento entra em cedência. No caso de um elemento sujeito a flexão simples, pode-se considerar que as deformações tornam-se permanentes a partir da cedência das armaduras tracionadas, o que acontece após o destacamento do betão. O aumento progressivo da plastificação de uma determinada secção

provoca a deformação do elemento ao longo de um determinado comprimento, as chamadas rótulas plásticas, e a redistribuição de esforços nas secções adjacentes. As deformações permanentes verificadas nas rótulas plásticas possibilitam a dissipação de parte da energia do sistema, resultando no entanto no aumento dos deslocamentos globais e danos verificados.

Uma vez que um sismo corresponde a uma ação cíclica, a resposta das estruturas a este tipo de fenómeno apresenta um comportamento histerético. Nestes casos, conforme evidenciado na Figura 2.1, a área interior ao diagrama corresponde à energia dissipada, resultante da diferença entre a "energia total" e a energia elástica armazenada recuperável por deformação elástica [72].

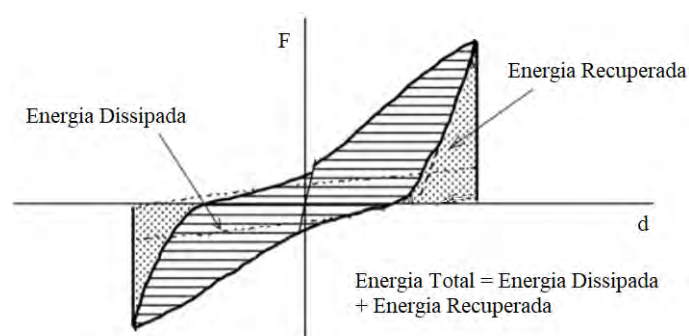


Figura 2.1: Comportamento histerético genérico de um elemento dúctil (adaptado de [22]).

O esforço axial, por sua vez, influencia o dimensionamento de elementos verticais, como pilares e paredes. Geralmente atua em conjunto com esforços de flexão, o que irá provocar um aumento da tensão máxima de compressão solicitante, facilitando assim a rotura do betão. Note-se que, contrariamente ao material aço, o betão apresenta um comportamento frágil, com pouca ductilidade. Por este motivo, não se recomenda a exploração do comportamento dúctil de elementos de betão fortemente comprimidos [12].

No caso do esforço transversal, o comportamento não linear associado ao esgotamento da resistência caracteriza-se pela perda súbita da capacidade de carga da estrutura, normalmente associado à perda de resistência do betão. Nestes casos, e ao contrário do que acontece com a flexão, a estrutura não apresenta um comportamento dúctil, resultando em deslocamentos de rotura e níveis de energia dissipada inferiores. O comportamento não linear associado ao esforço transversal caracterizam-se por resultar em fendas diagonais que, dependendo da inclinação e espessura, podem originar deslocamentos relativos do elemento em caso de sismo [43].

2.1.2 Modos de Rotura

Tirando partido do elevado grau de redundância que os pórticos apresentam, o requisito fundamental de não colapso determina que as rótulas plásticas surjam em localizações

estratégicas, previamente definidas e dimensionadas para o efeito. Para tal, o conceito de pilar forte - viga fraca é recomendado, sendo desejável que as rótulas se formem por flexão nas extremidades das vigas ou na base dos pilares - Figura 2.2 (a). Em oposição, se, por exemplo, a concentração de rótulas ocorrer em pilares de um único piso (fenómeno conhecido por *soft storey*) - Figura 2.2 (b) -, ou se a resistência ao esforço transversal for excedida, irão verificar-se mecanismos de rotura frágeis indesejados.

No caso de edifício antigos de betão armado porticados, Liu [42] alerta para a possibilidade de ocorrência de mecanismos não lineares mistos - Figura 2.2 (c), com elementos a apresentar simultaneamente plastificação associada à flexão numa das extremidades e corte na outra. De facto, uma vez que o esforço transversal atuante em vigas e pilares depende da deformação imposta, um mecanismo relativo ao esgotamento da resistência à flexão pode culminar numa rotura por esforço transversal pelo aumento das exigências associadas à exploração da ductilidade.

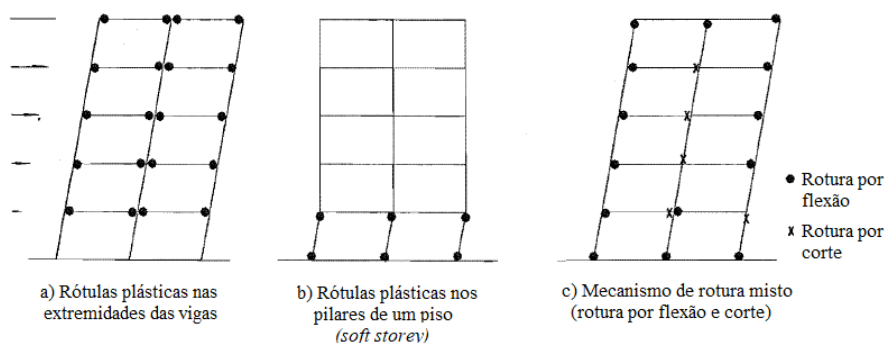


Figura 2.2: Mecanismos de rotura não linear em pórticos (adaptado de [42]).

Outro modo de rotura indesejado que importa referir relaciona-se com o desenvolvimento de rótulas unidirecionais em pórticos com vãos relativamente grandes e/ou com cargas gravíticas significativas.

Em vigas sujeitas a deformações cíclicas, dependendo da relação entre o esforço transversal devido às cargas gravíticas e o esforço transversal correspondente à ação horizontal, podem surgir dois tipos de mecanismos: as rótulas plásticas reversíveis e as rótulas plásticas unidirecionais [26] [27] [28].

Rótulas Plásticas Reversíveis

Neste caso, o esforço transversal mobilizável pela ação sísmica (V_E) é superior ao esforço transversal provocado pelas cargas gravíticas (V_G), pelo que, os momentos máximos positivos e negativos resultantes (M_F), independentemente do sentido da ação horizontal, ocorrem junto às faces dos pilares - Figura 2.3 (a). Se os momentos máximos atuantes ultrapassarem os momentos máximos resistentes (M_y^+/M_y^-), como referido anterior, formam-se

rótulas plásticas, neste caso, nas extremidades da viga.

Com a alteração do sentido da ação horizontal, verifica-se a inversão do sinal dos momentos máximos e, por consequência, do sentido de rotação das extremidades da viga, enquanto o troço entre rótulas permanece em regime elástico, sem deformações residuais. Neste tipo de situação, são formadas duas rótulas plásticas por elemento - Figura 2.3 (b). A rotação observada em cada uma delas encontra-se diretamente relacionada com a deformação imposta no pilar, podendo aumentar ou diminuir no decurso do sismo [27] - Figura 2.3 (c).

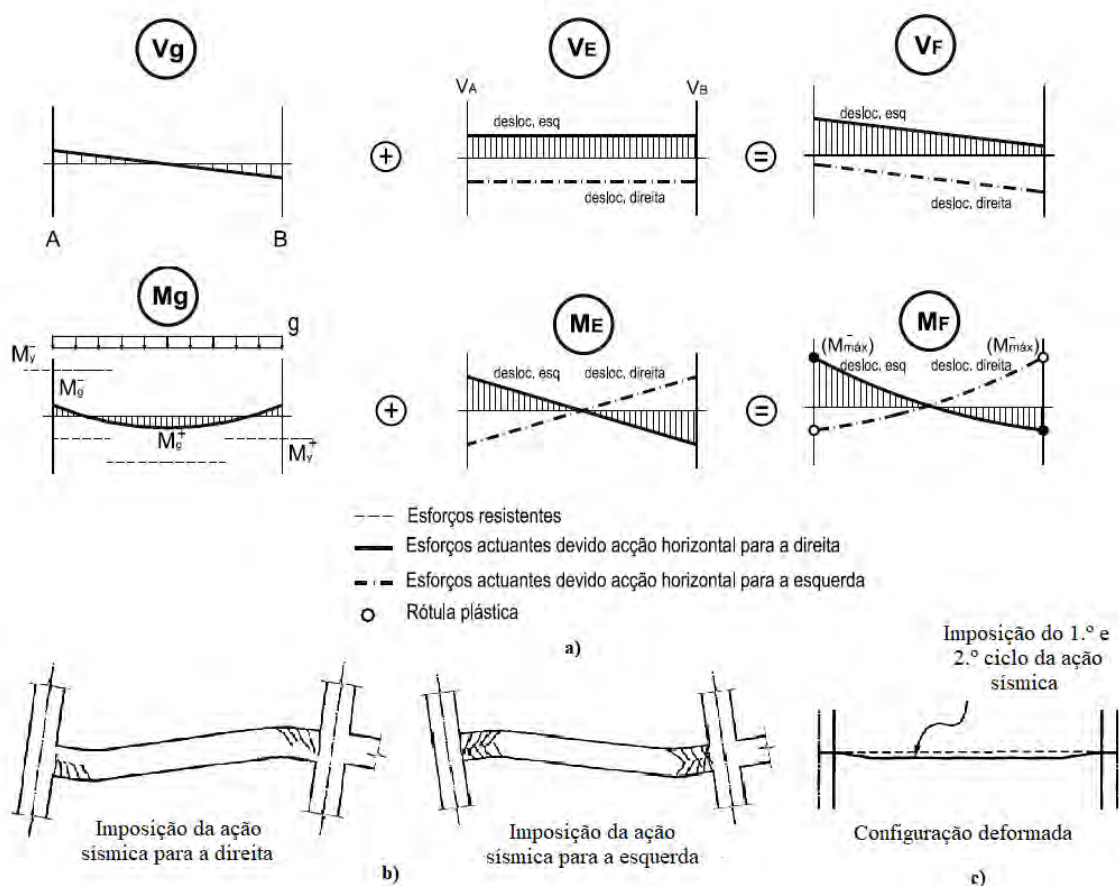


Figura 2.3: Formação de rótulas plásticas reversíveis: (a) diagrama de esforços (adaptado de [58]); (b) localização das rótulas e (c) deformada associada (adaptado de [27]).

Nos casos em que o núcleo de betão não se encontrar devidamente confinado, este tipo de carregamento pode resultar em curvas histeréticas associadas a uma elevada deformação por corte (Figura 2.4) [21]. Como referido, a interação entre o esforço transversal e os restantes esforços instalados (M , N) pode refletir-se numa redução da capacidade de dissipação de energia. Esta redução é consequência da degradação significativa da rigidez e resistência que, em situações de cargas alternadas, pode originar o efeito de aperto ou *pinching*. Este fenómeno ocorre quando a força necessária para fechar as fendas no betão

formadas no ciclo anterior ainda não foi atingida, pelo que, não sendo possível mobilizar a resistência do betão, a transmissão do esforço transversal fica apenas assegurada pela rugosidade das fendas e pela ação de ferrolho das armaduras longitudinais, observando-se assim o efeito ilustrado na Figura 2.4 [12].

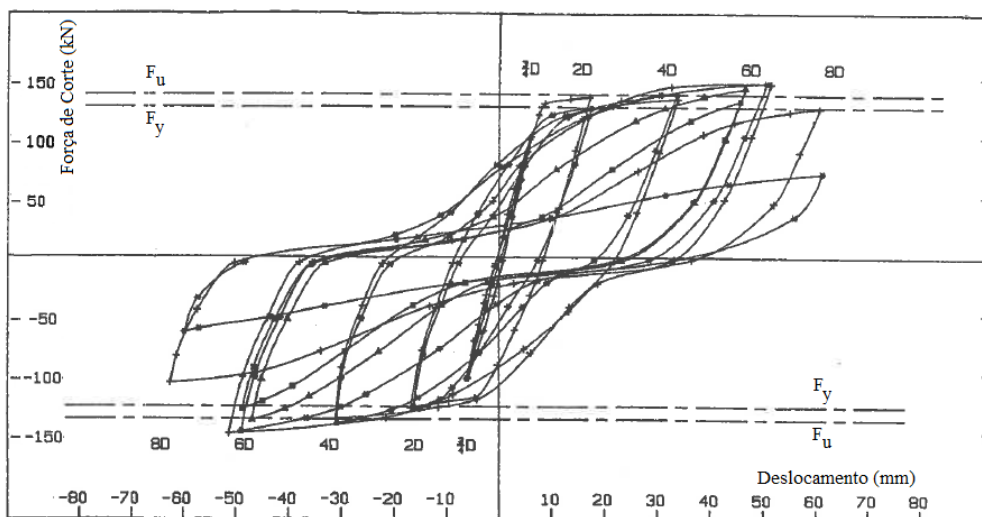


Figura 2.4: Comportamento histerético típico associado à formação de rótulas plásticas reversíveis em elementos com betão fracamente confinado. Representação do efeito *pinching* (adaptado de [21]).

Rótulas Plásticas Unidirecionais

Se o esforço transversal associado a cargas gravíticas (V_G) for superior ao resultante da ação sísmica (V_E), o momento máximo negativo (M_F^-) irá ocorrer numa das extremidades (dependendo do sentido do carregamento), enquanto o momento máximo positivo (M_F^+) será "deslocado" para o vão da viga. Sempre que estes esforços atuantes máximos ultrapassarem os momentos resistentes, como anteriormente referido, formam-se rótulas plásticas - Figura 2.5 (a) .

Com a alteração do sentido da ação horizontal, os momentos máximos observados correspondem ao simétrico dos anteriores, podendo então surgir duas rótulas adicionais (no vão e junto ao pilar) - Figura 2.5 (b). Contrariamente às rótulas reversíveis, onde a rotação sofria uma reversão com a alteração do sentido da ação, neste caso, verifica-se um aumento progressivo das deformações em cada ciclo de carregamento, designando-se, por isso, rótulas unidirecionais ou rótulas não reversíveis - Figura 2.5 (c). Assim, a rotação da viga deixa de se encontrar diretamente relacionada com o *drift* do pilar [27], podendo ultrapassar os limites de deformação admissível para sismos de longa duração [58].

Em condições de fronteira simétricas, onde atuam carregamentos uniformemente distribuídos, é de esperar o surgimento de rótulas unidirecionais sempre que o valor da

carga gravítica (F_g) ultrapasse a razão determinada a partir da equação 2.1 [21] [27] [58]:

$$F_g > \frac{2 \times (M_F^- + M_F^+)}{L^2} \quad (2.1)$$

em que L corresponde ao vão da viga.

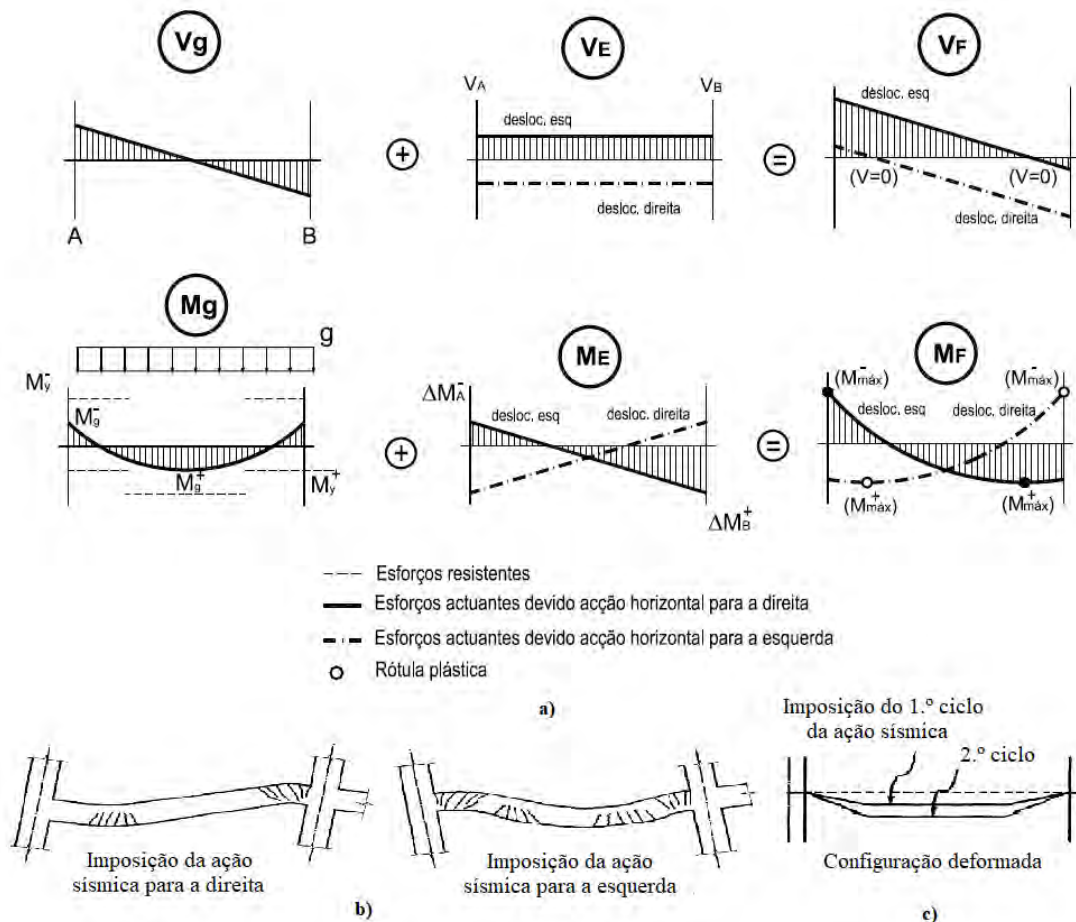


Figura 2.5: Formação de rótulas plásticas unidireccionais: (a) diagrama de esforços (adaptado de [58]); (b) localização das rótulas e (c) deformada associada (adaptado de [27]).

A localização destas rótulas irá depender da carga gravítica aplicada, da armadura existente em cada secção, do vão da viga e da rigidez relativa viga/pilar [58].

Segundo Douglas [21], este tipo de fenómeno é caracterizado por um comportamento histerético associado à deformação por flexão - Figura 2.6. Como, neste caso, não se verifica a inversão do sinal do esforço transversal, as fendas são formadas maioritariamente no mesmo sentido, pelo que não se observa o efeito de aperto descrito anteriormente. A capacidade de dissipação de energia mantém-se quase inalterada ao longo dos ciclos de carregamento, observando-se uma pequena diminuição de rigidez e resistência da secção com o aumento das cargas impostas.

Conforme referido por C. Aydemir e M. Aydemir [5], o estudo de rótulas unidirecionais ainda se encontra restrito a um número limitado de autores. Atualmente este fenómeno é apenas vertido na regulamentação da Nova Zelândia, nomeadamente no documento NZS3101 ([10] citado por Muhaj [49]), onde se recomenda a consideração de uma armadura longitudinal adicional no vão da viga, por forma a aumentar o momento resistente positivo e evitar o surgimento de rótulas unidirecionais.

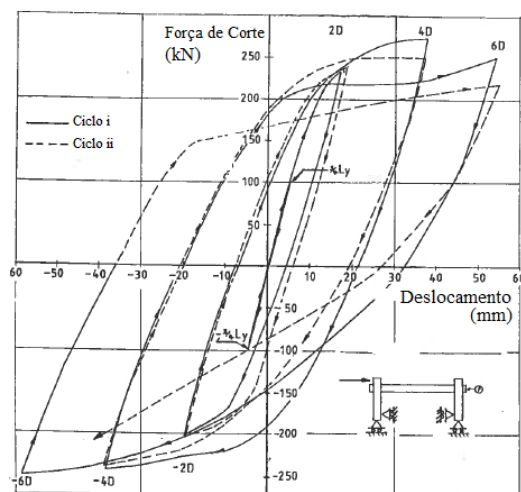


Figura 2.6: Comportamento histerético típico associado à formação de rótulas plásticas unidirecionais [21].

2.2 Reforço Sísmico de Estruturas

2.2.1 Considerações Gerais

Na Europa, a ponderação da ação sísmica no dimensionamento de estruturas é relativamente recente, sendo que, até aos anos 60, a regulamentação existente não identificava critérios específicos para o dimensionamento sísmico [70]. Em Portugal, conforme descrito no Capítulo 1 da presente dissertação, uma parte substancial do parque edificado nas regiões de maior risco sísmico não verifica a segurança aos critérios estipulados no EC8 [36] ou RSA/REBAP [16] [17].

Existem inúmeros estudos, como os conduzidos por Faella, Martinelli e Nigro [24], NZSEE [52], O'Reilly, Sullivan e Monteiro [53], e Pampanin [54], que alertam para a importância da avaliação e reparação/reforço das estruturas de betão armado construídas segundo regulamentação desatualizada. De entre as deficiências usualmente demonstradas por estruturas dimensionadas previamente à aplicação do RSA/REBAP destacam-se: taxas de armadura transversal reduzidas, amarração insuficiente das armaduras longitudinais, utilização de armaduras lisas e baixa resistência do betão, inadequada conceção sísmica, configurações irregulares, etc. [61]. Curiosamente, os problemas apontados a

estas estruturas são similares aos enunciados por Kam, Pampanin e Elwood [41] para edifícios construídos antes da aplicação da NZS4203-1976 e NZS3101 na Nova Zelândia, e por Bai [6] para edifícios concebidos antes da aplicação do UBC (*Uniform Building Code*) nos Estados Unidos.

Segundo Varum [71], o reforço estrutural pode ser entendido como o procedimento de melhoria da resposta de um sistema, ou elemento estrutural, para que este atinja um determinado nível de desempenho superior ao original. Em oposição, a reabilitação/reparação pretende restaurar o nível de desempenho inicial da estrutura. Ao conjunto dos dois procedimentos anteriormente descrito, dá-se o nome de *retrofit* [25].

Previamente à adoção da filosofia de dimensionamento baseada na capacidade real, o reforço sísmico era encarado como um procedimento para aumentar a capacidade resistente de elementos de estruturas existentes. Atualmente, a resposta das estruturas é analisada globalmente, avaliando o efeito do sistema de reforço na resistência, ductilidade e rigidez [23]. Com este método pretende-se evitar que as intervenções culminem na concentração de rigidez numa zona localizada da estrutura ou no aparecimento de modos de rotura indesejados, como por exemplo a plastificação de pilares [25].

A seleção da estratégia de intervenção para o reforço é, assim, um processo complexo, que se deverá basear no levantamento de informação pormenorizada sobre a estrutura real (*as-built*), para posterior definição do nível de desempenho que se pretende alcançar [25].

2.2.2 Estratégias de Intervenção

Tendo presente a definição de reforço estrutural anteriormente enunciada, a mesma pode ser expressa em termos de exigências devido à ação sísmica (E_d) e capacidade de deformação (R_d). Deste modo, as intervenções realizadas neste âmbito têm como objetivo $E_d \leq R_d$, podendo este ser alcançado através da diminuição das exigências, aumento da capacidade de deformação, ou pela combinação de ambas [25] [30] [68].

Na prática, todas as estratégias se resumem a modificações ao nível da resistência, rigidez, ductilidade, amortecimento e/ou alterações da massa da estrutura (Figura 2.7) [58] [74].

Diminuição das exigências devido à ação sísmica

Neste tipo de intervenção, as exigências de deformação impostas pela ação sísmica são reduzidas por forma a não excederem a capacidade da estrutura existente, evitando a ocorrência de mecanismos de rotura frágeis. O recurso a esta estratégia pode prevenir a rotura em caso de sismo intenso, limitando os danos em elementos estruturais e não estruturais em caso de sismo de baixa a média intensidade [25].

Na bibliografia consultada, foram encontradas as seguintes técnicas de reforço por diminuição das exigências devido à ação sísmica:

- **Aumento da rigidez e resistência** - Esta técnica de reforço materializa-se através da introdução de novos elementos estruturais, como paredes de betão armado ou contraventamentos metálicos. Pretende-se com isso provocar um aumento da rigidez e resistência, enquanto a capacidade de deformação da estrutura praticamente não é alterada na sua globalidade - Figura 2.7 (a) [58] [74]. Com a consideração de novos elementos, é, no entanto, necessário prestar especial atenção à forma como a sua fundação será executada e como se irá proceder à ligação com a estrutura existente [25].
- **Redução de massa** - Se a massa do edifício sofrer uma redução, a frequência natural aumenta. Em caso de sismo, as forças de inércia desenvolvidas serão menores e, por consequência, os esforços menos gravosos. Esta técnica pode ser aplicada através da remoção/alteração de elementos não estruturais como revestimentos, reservatórios, equipamentos, etc., ou elementos estruturais, através da demolição de pisos ou porções do edifício existente [58] [74].
- **Redução de rigidez e resistência** - Como o nome indica, nesta técnica os objetivos são alcançados com o procedimento oposto ao descrito no primeiro caso. Na verdade, dependendo da zona do espectro de resposta onde se encontra o comportamento da estrutura, a ação sísmica pode ser diminuída através da redução da rigidez e resistência, admitindo para tal um aumento das deformações - Figura 2.7 (b). Esta estratégia pode concretizar-se pela introdução de isolamentos de base, ou pela remoção de escoras ou outros elementos que impeçam a deformação horizontal [74].
- **Aumento do amortecimento** - Neste caso, o espetro de ação sísmica é reduzido através do aumento do amortecimento da estrutura. Para tal, podem ser instalados sistemas que dissipam energia através do amortecimento, reduzindo assim as exigências de deformação da estrutura - Figura 2.7 (c). Para que este método seja eficaz, é necessário que a deformação de cedência do sistema seja inferior à capacidade de deformação dos elementos [58].

Aumento da capacidade de deformação devido à ação sísmica

O aumento da capacidade de deformação das estruturas pode ser alcançado essencialmente através da sua ductilidade. O emprego desta estratégia está associado à modificação local dos elementos estruturais que evidenciem mecanismos de rotura frágeis, alterando o comportamento global da estrutura, sem aumentar significativamente a sua resistência ou rigidez - Figura 2.7 (d) [58]. Como exemplo de aplicação, pode referir-se o encamisamento de elementos estruturais de betão armado com polímeros reforçados com fibras (FRP) [25] [74].

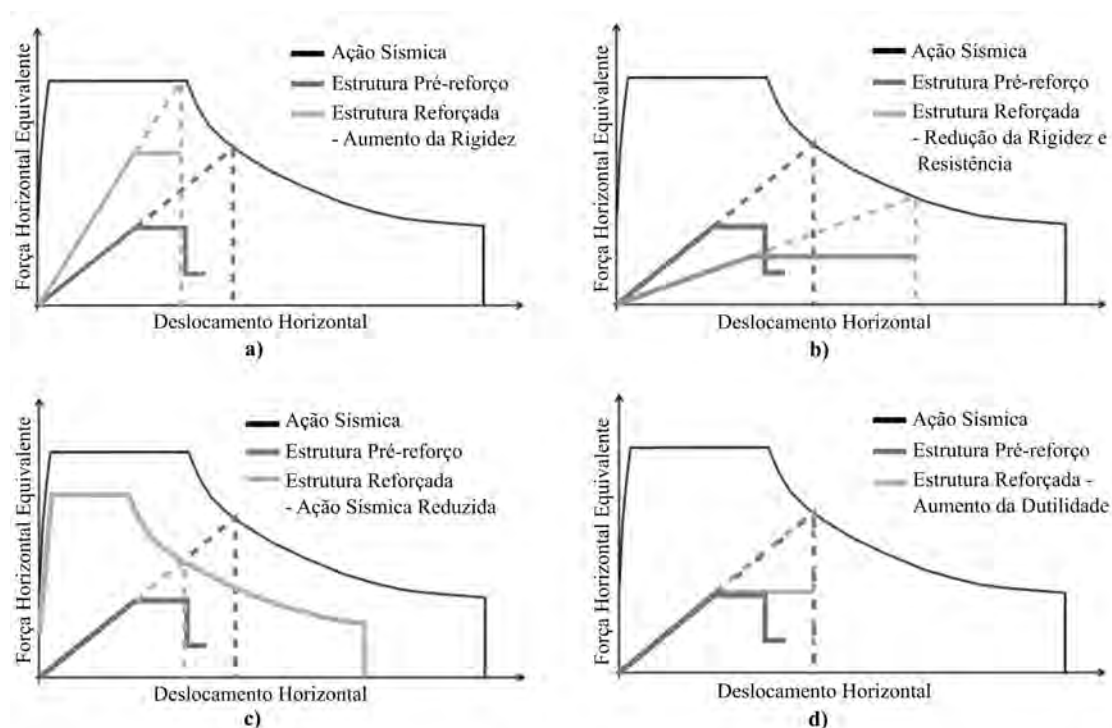


Figura 2.7: Exemplos de estratégias de reforço sísmico através do (a) aumento da rigidez e resistência, (b) redução da rigidez e resistência, (c) aumento do amortecimento e (d) aumento da ductilidade (adaptado de [74]).

Os dois tipos de reforço local analisados no presente trabalho fazem parte das técnicas de reforço por aumento da rigidez e resistência, visando um melhor comportamento global da estrutura.

Ambas as soluções recorrem a cordões de pré-esforço para aumentar a compressão do betão, melhorando assim o comportamento histerético de vigas sujeitas a carregamentos gravíticos significativos e ações cíclicas horizontais, através da redução das deformações observadas e aumento da capacidade de dissipação de energia.

2.2.3 Reforço Sísmico de Estruturas com Pré-esforço

O pré-esforço conduz à imposição de deformações/esforços auto-equilibrados a elementos de betão, com o objetivo de melhorar a sua resistência ou comportamento quando sujeitos a uma determinada ação. Esta técnica recorre a cabos (conjunto de fios ou cordões paralelos), cordões (conjunto de fios enrolados em hélice), fios ou varões de aço de alta resistência/polímeros de fibra de alta resistência, tensionados por aplicação de extensão, por forma a transmitir tensões de compressão ao betão.

Devido às suas vantagens, o pré-esforço representa o principal método de reabilitação e reforço de obras de arte como pontes e viadutos [50]. No que diz respeito ao reforço de edifícios, a sua utilização tem vindo a crescer, no entanto, fatores como o custo, o espaço

necessário à sua aplicação e o impacto que pode representar na arquitetura, por vezes tornam-se condicionantes [49].

Contrariamente às novas construções, onde o pré-esforço pode ser aplicado por pré ou pós-tensão, no caso do reforço estrutural esta técnica é, por motivos óbvios, materializada por pós-tensão. Nestas situações, o pré-esforço pode ser considerado aderente ou não aderente, dependendo do tipo de ligação que se forma entre o cabo/cordões e o elemento a reforçar.

No primeiro caso, um agente aderente (resinas ou caldas de cimento) garante a transferência de forças entre o cabo/cordões e o betão. Este processo envolve três componentes: adesão química, atrito e interligação mecânica (forças de corte). Para comprimentos de ancoragem inferiores, a adesão química, que se relaciona com a ligação microscópica que se gera entre o aço e o betão previamente à ocorrência de deslizamento, corresponde à parcela mais importante, sendo que as restantes não chegam a condicionar o comportamento. Com o aumento do comprimento de ancoragem, assim que a força de adesão deixa de ser suficiente para resistir às tensões verificadas, a ligação é sustentada por forças de atrito (paralelas e de direção contrária ao movimento do cabo/cordões) e forças de corte (perpendiculares ao movimento do cabo/cordões) (Figura 2.8) [8]. Importa referir que as forças de corte aumentam com as protuberâncias existentes no cabo/cordões de pré-esforço, assim a contribuição desta parcela para a resistência da ancoragem é superior em cabos/cordões constituídos por vários fios [40].

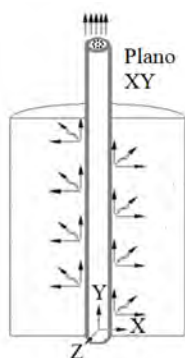


Figura 2.8: Representação das forças de atrito e forças de corte desenvolvidas no pré-esforço aderente [40].

O comprimento da ancoragem aderente é influenciado por vários fatores, como a resistência do betão, o tipo de agente aderente e as suas propriedades, o recobrimento existente, a geometria do cabo/cordões e as condições em que se encontra a sua superfície, a tensão aplicada ao aço, etc.. A análise de cada um destes fatores pode ser encontrada no trabalho desenvolvido no *fib N.º10 (Fédération Internationale du Béton)* [29].

Por sua vez, o pré-esforço não aderente recorre a ancoragens mecânicas para a transferência de forças entre o cabo/cordões e o betão. Estas ancoragens podem ser classificadas como ativas, se for aí que se procede ao tensionamento, ou passivas, no caso de terem

como função segurar o cabo/cordões na extremidade. Podem ainda ser utilizados pontos de desvio nas zonas de mudança de direção (pré-esforço exterior), bainhas para criar vazios para a passagem do cabo/cordões e atuar como meio de proteção à corrosão, e fixadores para controlar as vibrações e perdas de excentricidade do cabo/cordões (pré-esforço exterior) [57].

Na utilização de pré-esforço como reforço estrutural é necessário ter especial atenção à localização onde se desenvolve a transferência de forças. Contrariamente às novas construções, onde as secções de betão se encontram devidamente reforçadas nas zonas de ancoragem de maneira a impedir que ocorra destacamento e/ou esmagamento do material, as estruturas existentes não foram dimensionadas para ter em conta as tensões que se desenvolvem com o pré-esforço [15]. Este facto é especialmente relevante para as ancoragens não aderentes, uma vez que a transferência de forças ocorre numa zona pontual, ao invés de ao longo de um determinado comprimento (comprimento de ancoragem), o que pode originar o desenvolvimento de fendas [49]. Assim, e em ambos os métodos, as ancoragens devem ser instaladas em zonas menos esforçadas, dimensionando-as de forma a que a transferências de forças ocorra o mais uniformemente possível [15].

Ainda relativamente à localização do cabo/cordões, o pré-esforço pode ser aplicado internamente ou externamente. Como o nome indica, no primeiro caso, o traçado do cabo/cordões de pré-esforço encontra-se no interior da secção transversal do elemento estrutural a reforçar, enquanto no pré-esforço exterior o traçado localiza-se no exterior da secção de betão[64].

O pré-esforço interior pode ser aderente ou não aderente, dependendo do material introduzido nas bainhas [57]. O pré-esforço exterior, desde que as forças de atrito e os efeitos de segunda ordem nos pontos de desvio não sejam significativos, pode ser analisado como não aderente [50].

As propostas de reforço estudadas nesta dissertação correspondem a uma solução de pré-esforço interior parcialmente aderente e uma solução de pré-esforço exterior não aderente. Deste modo, importa comparar o comportamento das soluções, uma vez que as diferenças entre estas duas técnicas não se resumem apenas aos aspetos já enunciados.

No pré-esforço aderente e pré-esforço não aderente interior assume-se que a deformada do cabo/cordões acompanha a deformada do betão. No caso do pré-esforço não aderente exterior, a deformada do cabo/cordões é imposta pela deformação da viga nos pontos de ancoragem ou desviadores [2] [50].

Os esforços nos cabos/cordões de pré-esforço aderente são determinados admitindo a compatibilidade de deformações com o betão, pelo que o seu valor irá depender do estado de deformação em cada secção em análise [2] [50].

Nos cabos/cordões de pré-esforço não aderente, a tensão e extensão são dependentes do estado de deformação observado nos pontos de ligação (ancoragens/desviadores), sendo necessário proceder à análise do elemento reforçado completo para a sua determinação [64].

Na Figura 2.9 é possível observar que a aplicação de uma força genérica P numa viga

pré-esforçada com aderência produz uma extensão máxima no cabo/cordão ε_{max} a meio vão, que coincide com a localização do momento máximo na viga - Figura 2.9 (a). Quando a mesma força P é aplicada a uma viga com pré-esforço sem aderência, o cabo/cordão apresenta uma extensão uniforme em todo o seu desenvolvimento, correspondendo a metade da ε_{max} - Figura 2.9 (b).

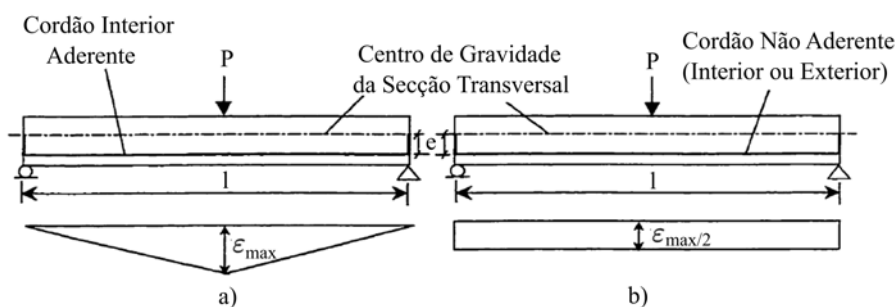


Figura 2.9: Variação de extensão em cabos/cordões de pré-esforço: (a) cabo/cordão com aderência; (b) cabo/cordão sem aderência [4].

Importa referir que a extensão no cabo/cordão de pré-esforço não aderente anteriormente apresentada foi obtida sem ter em consideração as alterações de excentricidade que se observam durante a aplicação da força P [4]. Na verdade, como a ligação do cabo/cordão é feita pontualmente, apesar deste se manter reto durante todo o carregamento, verifica-se uma perda de excentricidade à medida que a deformada do elemento aumenta (Figura 2.10).

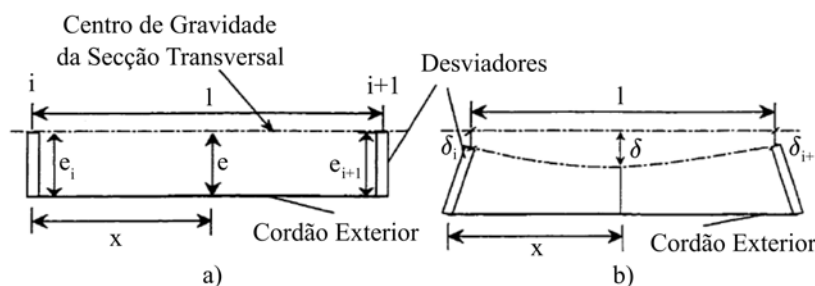


Figura 2.10: Variação da excentricidade em cabos/cordões de pré-esforço não aderente (efeitos de 2.^a ordem): (a) estrutura indeformada; (b) estrutura após deformação [4].

Segundo Preto [56], os efeitos de segunda ordem anteriormente descritos podem ser desprezados sempre que:

- no caso de existir um ponto de desvio a meio vão, a razão entre o comprimento do vão e a altura da secção for inferior a 20;

- no caso de existirem dois pontos de desvio (a um terço e dois terços do vão), a razão entre o comprimento do vão e a altura da secção for superior a 20;
- se a distância entre pontos de desvio não ultrapassar doze vezes a altura da secção mínima do elemento a reforçar.

Torna-se claro que ambos os métodos apresentam vantagens e desvantagens. De seguida é apresentado um resumo dos aspetos, para além dos já referidos, que se consideram mais importantes quando se compara o pré-esforço interior aderente ao pré-esforço exterior não aderente:

- Ambas as técnicas podem aumentar a resistência à flexão dos elementos reforçados, diminuir a deformação, vibração e fendilhação observada [15] [56].
- Os cabos/cordões de pré-esforço não aderente instalados no exterior facilitam a sua monitorização e, se necessário, substituição ou re-tensionamento, tornando-os simultaneamente mais suscetíveis à corrosão [4].
- A instalação de cabos/cordões no exterior é construtivamente mais simples e de rápida execução.
- Como a amarração do cabo/cordões no sistema por aderência é feita no interior do elemento a reforçar, a ancoragem não é visível e não provoca alterações de geometria, tornando-a esteticamente mais apelativa.

2.3 Métodos de Avaliação da Resposta Sísmica

2.3.1 Considerações Gerais

Como referido anteriormente, os critérios de dimensionamento sísmico atuais assentam na exploração do comportamento não linear das estruturas como forma de atingir um determinado nível de dissipação de energia, admitindo-se portanto a ocorrência de danos estruturais.

Perante o exposto, importa que a avaliação da resposta das estruturas se baseie em parâmetros/indicadores objetivos, que permitam a interpretação dos resultados obtidos ao nível dos danos verificados e, se possível, traduzam a sua evolução em determinadas zonas da estrutura.

Como evidenciado por Gião [58] e Coelho [12], a escolha destes parâmetros é complexa, não existindo à data critérios universalmente aceites.

No presente trabalho, a avaliação do comportamento das soluções de reforço foi realizada com recurso a um conjunto de indicadores de desempenho global e parâmetros de quantificação de dano já colocados em prática por Gião [58] e Muhaj [49]. Com estes indicadores/parâmetros pretendeu-se caracterizar a resposta em termos da deformação inelástica da estrutura e da perda/melhoria das capacidades iniciais.

De seguida apresenta-se, de forma resumida, os indicadores e parâmetros utilizados, descrevendo-se o modo como foram determinados.

2.3.2 Indicadores de Desempenho e Parâmetros de Dano

- **Relação Força-Deslocamento**

A relação entre as forças e os deslocamentos permite caracterizar o comportamento global das estruturas, fornecendo dados para a determinação do *drift*, ductilidade, energia dissipada, deformação residual, rigidez, entre outros indicadores não incluídos neste trabalho.

A simulação numérica efetuada na presente dissertação baseou-se na relação força-deslocamento obtida nos ensaios experimentais para a fase de calibração dos modelos. Posteriormente, foram analisadas as curvas força-deslocamento obtidas no caso de estudo dos pórticos de betão armado.

- **Deslocamento de Cedência**

O deslocamento de cedência pode ser definido como o deslocamento que caracteriza o início da deformação plástica, correspondendo, na prática, ao ponto onde se verifica a inflexão do andamento da curva força-deslocamento. Este parâmetro é normalmente utilizado na quantificação da capacidade de deformação inelástica da estrutura, através de índices de ductilidade [58].

Para a sua determinação recorreu-se ao diagrama elastoplástico idealizado (Figura 2.11). Esta curva é traçada admitindo que o troço elástico-linear de rigidez K_0 intersecta a curva envolvente do modelo a 75% da força máxima (F_{max}). Por sua vez, o patamar de cedência é definido considerando que as áreas sob as curvas dos diagramas idealizados e correspondentes ao modelo experimental são iguais [58].

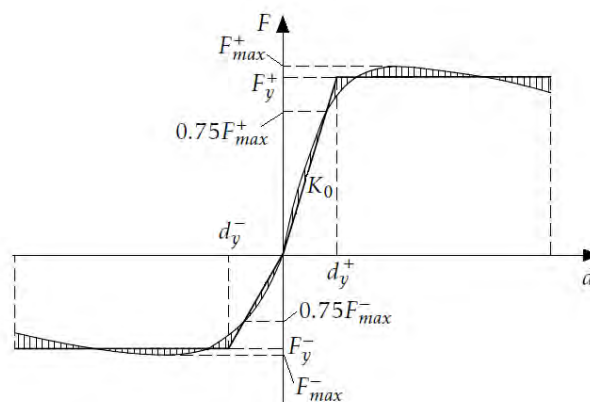


Figura 2.11: Determinação do diagrama elastoplástico idealizado (força-deslocamento) [58].

- **Relação Momento-Curvatura**

A relação momento-curvatura pode ser utilizada na caracterização da deformação local dos elementos que constituem a estrutura, tornando-se especialmente importante na avaliação do comportamento não linear nas zonas das rótulas plástica.

- **Drift**

Definindo *drift* como a razão entre o deslocamento lateral (perpendicular ao eixo) - d_{total} - e a altura efetiva do elemento/estrutura - h_{total} - Figura 2.12, este parâmetro fornece informações sobre o grau de danos estruturais e não estruturais ocorridos após um sismo. Em edifícios de vários pisos pode ainda representar um indicador da distribuição de ductilidade em altura, não sendo desejável observar, para os diferentes andares, variações significativas do *drift* entre pisos, sob pena de ocorrerem fenómenos de *soft storey* [81].

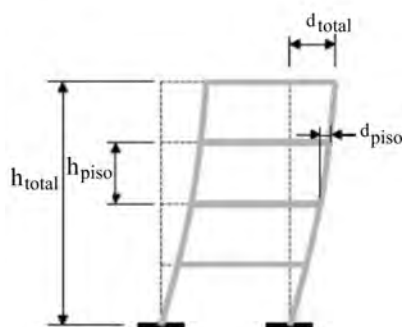


Figura 2.12: Representação esquemática do parâmetro *drift*.

- **Ductilidade em Deslocamento**

A ductilidade descreve a capacidade de uma estrutura suportar os deslocamentos induzidos pela ação sísmica, a partir da exploração do seu comportamento não linear [3]. Podendo ser determinada em termos de deslocamentos, rotações ou curvaturas, o seu valor corresponde a um parâmetro de dano habitualmente utilizado na caracterização da resposta estrutural [34].

No presente trabalho, a ductilidade foi analisada em termos de deslocamentos, recorrendo para tal à equação 2.2 (Figura 5.33).

$$\mu_d = \frac{d_{max_i}^{+/-} - d_{g_i}^{+/-}}{d_y} \quad (2.2)$$

em que $d_{max_i}^{+/-}$ representa o valor absoluto do deslocamento máximo (positivo ou negativo) no ciclo i , $d_{g_i}^{+/-}$ o deslocamento referente à imposição da força gravítica no ciclo i e d_y o deslocamento de cedência.

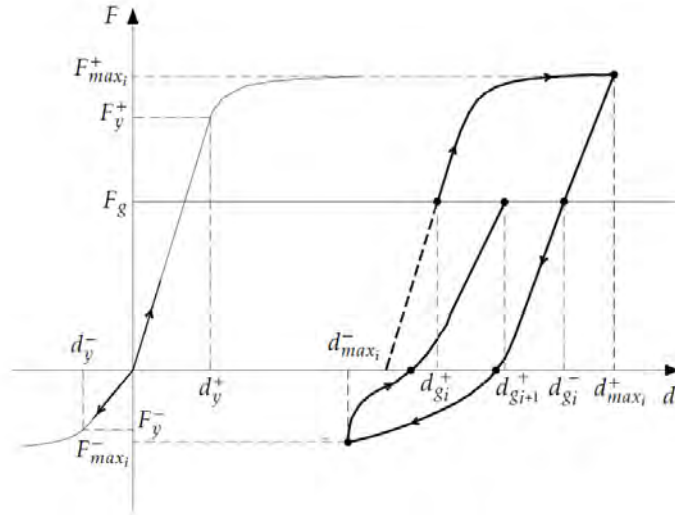


Figura 2.13: Representação gráfica da ductilidade em deslocamento, Índice de Deformação Residual (RDI) e rigidez efetiva (adaptado de [58]).

Rotação Plástica

A rotação desenvolvida numa rótula plástica é função da curvatura observada ($1/R$) e do comprimento da rótula. Assim, e como evidenciado na Figura 2.14, este parâmetro pode ser calculado através da equação 2.3 [3].

$$\theta_p = (1/R_u - 1/R_y)L_p \quad (2.3)$$

em que θ_p corresponde à rotação plástica, l_p ao comprimento da rótula plástica e L_p metade desse comprimento.

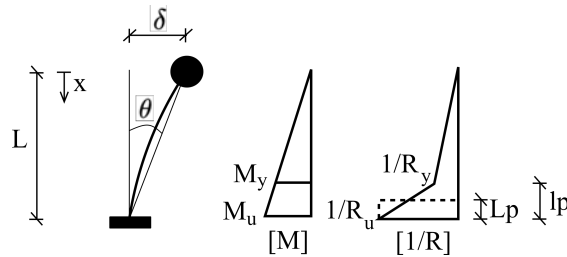


Figura 2.14: Diagramas de momentos e curvaturas numa consola quando é atingida a curvatura última [3].

• **Energia Dissipada**

Como referido na Secção 2.1.1 do presente capítulo, a energia dissipada é calculada através da área delimitada pelo diagrama força-deslocamento. No caso de ensaios cíclicos que tenham em conta o carregamento gravítico, Gião [58] propõe que este parâmetro seja determinado relativamente a cada semi-ciclo de carga, considerando a área delimitada pelo diagrama força-deslocamento e pela reta que define a força gravítica (Figura 2.15).

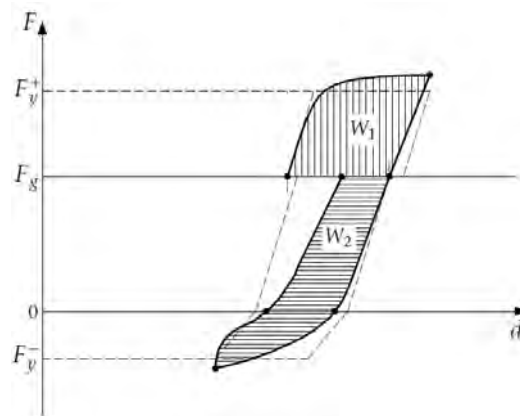


Figura 2.15: Energia dissipada e energia total nos semi-ciclos W_1 e W_2 [58].

• **Índice de Deformação Residual (RDI)**

O índice de deformação residual (RDI), proposto por Hose, Silva e Seible [34], caracteriza o comportamento inelástico de uma estrutura, representando um indicador do nível de dano após a ocorrência de um sismo. Este índice pode ser obtido a partir das equações 2.4 e 2.5, em que d_{g_i} representa a deformação residual permanente e d_y o deslocamento de cedência (Figura 5.33).

$$RDI_i^+ = \frac{d_{g_i}^-}{d_y^+} \quad (2.4)$$

$$RDI_i^- = \frac{d_{g_{i+1}}^+}{d_y^-} \quad (2.5)$$

• **Rigidez Efetiva**

Também proposto por Hose, Silva e Seible [34], o parâmetro rigidez efetiva K_{eff} pretende dar a conhecer as alterações ocorridas na rigidez inicial, K_0 , da estrutura em cada ciclo do ensaio. Assim, para um determinado ciclo, a rigidez efetiva é obtida a partir da equação 2.6 (Figura 5.33).

$$K_{eff} = \frac{F_{max_i}}{d_{max_i}} \quad (2.6)$$

2.3. MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA

em que F_{max_i} representa a força e d_{max_i} o deslocamento de pico do ciclo em análise.

MODELAÇÃO NUMÉRICA

3.1 Considerações Gerais

Por forma a reduzir os danos socioeconómicos associados aos sismos, a capacidade de prever e simular com precisão as deformações e esforços resultantes da aplicação direta de forças, ou devido à aceleração do solo, é essencial no dimensionamento de estruturas.

A utilização de modelos reduzidos ou à escala real para a determinação das ações dos sismos é cada vez menor devido aos custos associados à sua construção e dificuldade da simulação em laboratório das condições reais. O uso deste tipo de modelo limita-se a casos de elevada complexidade, onde se torna necessária a sua aplicação para validar determinadas hipóteses consideradas. Em contrapartida, com a evolução do poder computacional verificado nas últimas décadas, o recurso a modelos numéricos para a simulação da resposta estrutural a ações externas tornou-se prática comum, generalizando-se neste contexto devido à melhor relação custo-benefício e rapidez na obtenção de resultados.

De entre os modelos numéricos capazes de simular o comportamento de estruturas sujeitas a ações cíclicas (sismos), podem ser referidos [12] [14] [65]:

- **Modelos globais** - Também designados por modelos estruturais simplificados, consideram um número reduzido de graus de liberdade para simular o comportamento não linear global de estruturas, ou parte delas. A cada grau de liberdade é atribuído um comportamento histerético não linear caracterizado por uma relação força-deslocamento (note-se que esta relação constitutiva deverá ser previamente calibrada recorrendo a modelos com um maior grau de complexidade). A sua utilização tem-se mostrado adequada na análise da vulnerabilidade sísmica de estruturas, não permitindo, no entanto, a avaliação de particularidades geométricas que possam existir, exigências de ductilidade ou níveis de dano, excluindo assim do seu campo de aplicação as estruturas sujeitas a ações sísmicas intensas.
- **Modelos baseados na discretização ao nível dos elementos estruturais (*Discrete finite element (member) models* [65])** - Neste tipo de modelo, as estruturas são simuladas a partir da agregação de vários elementos, cujo comportamento se rege por

relações força-deslocamento associadas aos respetivos graus de liberdade. Torna-se assim possível construir modelos com diferentes tipos de elementos, individualizando a resposta para vigas, pilares, nós de ligação, etc.. O comportamento não linear pode ser considerado através de rótulas plásticas nas extremidades, distribuindo a plasticidade ao longo de todo o elemento, ou em parte dele. A sua utilização no estudo da resposta sísmica de estruturas encontra-se generalizada, permitindo avaliar as exigências de ductilidade e níveis de dano. Para além do referido, este tipo de modelo pode ser empregue na calibração do comportamento histerético dos modelos globais.

- **Modelos baseados em formulações genéricas de elementos finitos (*Microscopic finite element models* [65])** - Neste caso, os modelos são construídos através da discretização dos elementos e nós num elevado número de elementos finitos, podendo ser atribuídas leis constitutivas uniaxiais ou pluriaxiais ao seu comportamento. Em elementos de betão armado, o comportamento poderá ser modelado considerando um material homogéneo, caracterizado por propriedades equivalentes, ou através de elementos finitos independentes para o betão, aço e elementos de ligação. Esta metodologia permite simular o início da fendilhação e a sua propagação ao longo da história de carregamentos, acarretando no entanto esforços computacionais significativos.

A modelação com elementos finitos tem sido objeto de diversos estudos nos últimos anos, com o desenvolvimento de modelos com crescentes graus de complexidade e realismo.

No desenvolvimento da presente dissertação foram utilizados modelos que, para além da discretização da estrutura ao nível dos elementos, consideram o comportamento de determinadas secções (fibras) na sua extensão (ver Secção 3.3). Deste modo, foi possível simular o comportamento histerético distinto dos materiais, aproximando a metodologia colocada em prática aos modelos baseados em formulações genéricas de elementos finitos (elementos finitos do tipo barra).

3.2 Método Computacional

Nesta dissertação, a modelação numérica recorreu à *framework* de análise não-linear de código aberto *OpenSees - Open System for Earthquake Engineering Simulation* desenvolvida na Universidade de *Berkeley* [46], em 1997, e apoiada desde então pelo *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) e *National Science Foundation* (NSF).

Tendo sido desenvolvido para a simulação do comportamento sísmico de estruturas recorrendo a elementos finitos, o *OpenSees* tem sofrido uma evolução acentuada ao longo dos anos, muito devido às contribuições da comunidade científica a quem foi dada a possibilidade de alterar o código-fonte (*source code*), adicionando novas classes específicas

ou criando novas interfaces para a utilização conjugada das classes existentes [47]. Atualmente nesta *framework* é possível realizar análises de sensibilidade [66] [73], simulação do comportamento de estruturas em caso de incêndio [39] [60] [69], modelação da interação entre fluídos e estruturas [77] [80], entre outros.

O *OpenSees* foi criado essencialmente em C++, oferecendo a hipótese de utilizar interpretadores *Tcl* para construir os ficheiros de entrada (pré-processamento). Apesar de muito flexíveis, estes interpretadores apresentam inconvenientes, como a imposição do uso de *strings*, o que resulta em sintaxes de difícil aprendizagem e domínio [78].

Sendo desenvolvida numa linguagem de programação orientada a objetos, como é o caso da linguagem C++, esta *framework* é constituída por um conjunto de classes e objetos, que quando combinados podem representar modelos estruturais, executar simulações e resolver sistemas de equações governativas [32]. Deste modo, para a resolução de um problema estrutural ou geotécnico no *OpenSees*, o objeto **Construção do Modelo** preenche o **Domínio** com os **Nós**, **Carregamentos**, **Elementos** e **Restrições** necessárias para a definição do modelo de elementos finitos do sistema, enquanto o objeto **Gravação** determina os resultados a reter da análise. Após a definição do tipo de algoritmo, métodos de resolução de equações e integração no tempo, a **Análise** do sistema é efetuada através do objeto homónimo [78]. Na Figura 3.1 é possível observar o diagrama das classes existentes no *OpenSees*.

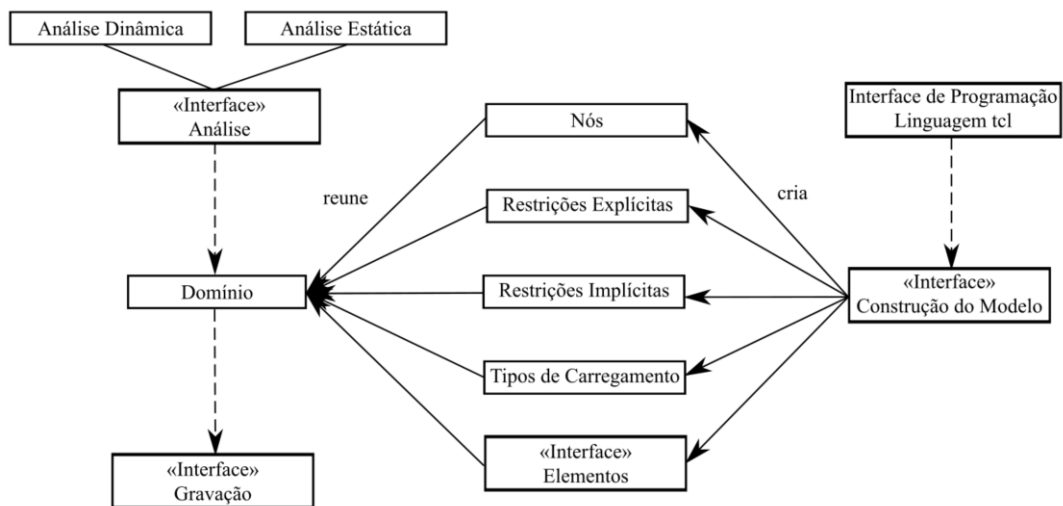


Figura 3.1: Diagrama das classes do *OpenSees* (adaptado de [47] [78]).

Em 2017, por forma a possibilitar a utilização de outras linguagens de programação para o pré e pós-processamento, foi adicionada uma nova interface à *framework*, o *DL Interpreter*. Este intérprete deu origem ao *OpenSeesPy*, que permite a utilização do *OpenSees* através da linguagem *Python*, ou a sua adaptação a outras linguagens de programação [78].

O *Python*, que também é *opensource*, apresenta várias vantagens relativamente ao *Tcl*,

nomeadamente [79]:

- a sua sintaxe é simples e de mais fácil aprendizagem;
- muitos alunos universitários já se encontram familiarizados com a linguagem;
- apresenta diversas bibliotecas aplicáveis à engenharia;
- a sua utilização na comunidade científica tornou-se comum.

Com esta atualização, o *OpenSees* ganhou uma interface substancialmente melhor do que a anterior, permitindo que o pré-processamento e pós-processamento dos resultados seja realizado na mesma plataforma. Simultaneamente, o *OpenSeesPy* manteve as vantagens associadas à *framework*, como: o acesso gratuito; reduzidos tempos de cálculo; possibilidade de escolha e o próprio desenvolvimento e implementação de novos algoritmos/métodos de resolução de equações e materiais; o processamento em paralelo; etc..

3.3 Elementos do Tipo Barra

3.3.1 Modelação do Comportamento Não Linear

O recurso a elementos do tipo barra na simulação da resposta de estruturas no *OpenSees* permite que a não linearidade seja considerada através de modelos de plasticidade concentrada, onde o comportamento não linear fica limitado à localização presumível das rótulas plásticas, e modelos de plasticidade distribuída, mais abrangentes que os primeiros, onde as não linearidades se podem desenvolver em qualquer ponto ao longo do elemento [13].

No primeiro caso, designado por *BeamWithHinges* (Figura 3.2), o elemento barra a modelar é dividido em três segmentos. Os segmentos localizados nas extremidades possuem o comprimento expectável das rótulas plásticas e relação momento-rotação não linear. Nestes sub-elementos admite-se que a curvatura é constante ao longo do seu comprimento e igual ao da sua secção média [19]. No segmento central assume-se que o comportamento se mantém elástico linear para qualquer ação aplicada [13] e que a rigidez se mantém constante, igual à rigidez não fendilhada da secção [19].

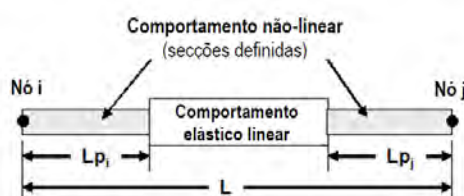


Figura 3.2: Representação do modelo de elemento de plasticidade concentrada ([45] citado em [58]).

Esta abordagem, apesar de computacionalmente menos exigente [19], poderá não produzir resultados satisfatórios em elementos onde as rótulas plásticas não se formem nas suas extremidades, o que, por exemplo, pode acontecer nos pisos mais elevados de um edifício com a acumulação de deformações assimétricas [32] ou em vigas sujeitas a carregamentos gravíticos significativos. Outra das limitações referidas na bibliografia corresponde à necessidade de calibração dos parâmetros utilizados por estes modelos através de resultados de ensaios ou curvas idealizadas, nomeadamente a relação momento-rotação que caracteriza o comportamento das rótulas plásticas [9] [32].

No caso dos modelos de plasticidade distribuída, *nonlinearBeamColumn*, os elementos são discretizados em secções segundo o seu eixo longitudinal e ao nível da secção transversal através de uma malha de fibras (Figura 3.3). O número e localização das secções analisadas é definido a partir do número de pontos de integração. A cada fibra da malha é associada individualmente uma lei de comportamento de um material. O comportamento não linear poderá assim surgir distribuído pelo elemento longitudinalmente e ao longo da secção transversal. Nesta situação, a relação momento-rotação é obtida a partir da integração da resposta do elemento na secção em análise [9] [32].

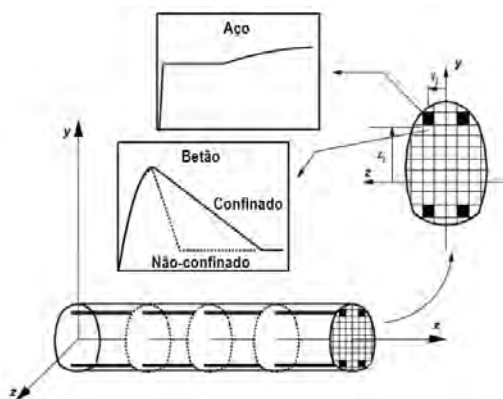


Figura 3.3: Representação do modelo de elemento de plasticidade distribuída ([11] citado em [58], [65]).

Os modelos de plasticidade distribuída são normalmente obtidos através de formulações baseadas em deslocamentos (matriz de rigidez) ou formulações baseadas em forças (matriz de flexibilidade).

No caso das formulações baseadas em deslocamentos (*displacement-base formulation*), é assumido que a curvatura do elemento mantém um comportamento linear e um esforço axial constante (solução exata apenas para barras com comportamento elástico linear) [51].

Neste método, o vetor dos deslocamentos numa secção - $u(x)$ - é determinado recorrendo a funções de interpolação - $a(x)$ - aplicadas às deformações do elemento - v , conforme apresentado na equação 3.1.

$$u(x) = a(x)v = \begin{bmatrix} a_1(x) & 0 & 0 \\ 0 & a_2(x) & 0 \\ 0 & 0 & a_3(x) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

O vetor das deformações na secção - $e(x)$ - é, por sua vez, obtido através da aplicação da teoria das pequenas deformações, com a primeira derivada do deslocamento axial a corresponder à extensão nessa direção, e a segunda derivada do deslocamento transversal a dar origem às curvaturas (equação 3.2).

$$e(x) = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial^2}{\partial x^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1(x) \\ u_2(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial^2}{\partial x^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1(x) & 0 & 0 \\ 0 & a_2(x) & a_3(x) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{bmatrix} = a_e(x)v \quad (3.2)$$

Definindo q como o vetor das forças do elemento e $s(x)$ como o vetor das forças na secção, o Princípio dos Trabalhos Virtuais pode ser escrito de acordo com a equação 3.3.

$$\partial v^T q = \int_L \partial e^T(x) s(x) dx \quad (3.3)$$

Dada a equação 3.4:

$$\partial e(x) = a_e(x) \partial v \quad (3.4)$$

garantindo as condições de equilíbrio, as forças do elemento correspondem à equação 3.5:

$$q = \int_L a_e^T(x) s(x) dx \quad (3.5)$$

Procedendo à substituição de 3.5 na equação da matriz de rigidez do elemento, obtém-se equação a 3.6:

$$\begin{aligned} K &= \frac{\partial q}{\partial v} = \frac{\partial}{\partial v} \int_L a_e^T(x) s(x) dx = \\ &= \int_L a_e^T(x) \frac{\partial s(x)}{\partial e(x)} \frac{\partial e(x)}{\partial v} dx = \\ &= \int_L a_e^T(x) k_s(x) a_e(x) dx \end{aligned} \quad (3.6)$$

em que $k_s(x)$ corresponde à matriz de rigidez da secção.

No caso de análises não lineares, âmbito do presente trabalho, o campo de deformações obtido com a implementação deste método corresponde a uma aproximação, uma vez que nestas situações é de esperar que a curvatura dos elementos não obedeça a um

comportamento linear. Por forma a minimizar esta imprecisão, e garantir uma boa aproximação, é necessário discretizar cada membro em vários elementos (Figura 3.4). Importa referir que esta discretização acarreta um aumento do esforço computacional e o aparecimento de erros na fronteira entre elementos, uma vez que as condições de equilíbrio são estritamente satisfeitas para cada elemento e não entre eles.

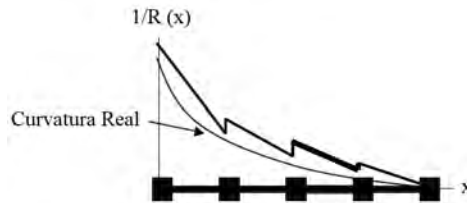


Figura 3.4: Representação da aproximação da curvatura obtida com elementos de formulação baseada em deslocamentos (adaptado de [67]).

Nos elementos cuja formulação é baseada em forças (*force-base formulation*), as equações diferenciais de equilíbrio na configuração não deformada (Figura 3.5), para o esforço axial e momento fletor, podem ser escritas segundo as equações 3.7 [32]:

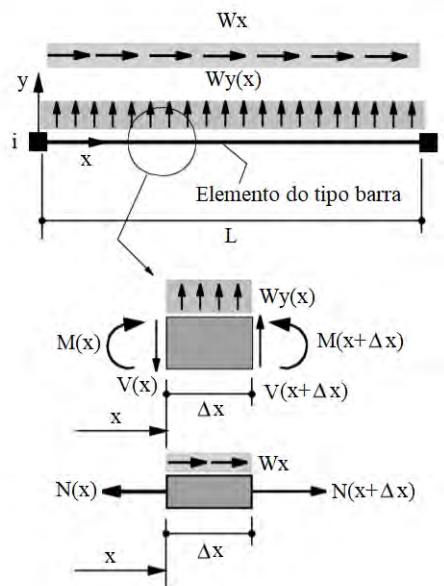


Figura 3.5: Equilíbrio de forças internas num elemento de barra não deformado (adaptado de [32]).

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial x} + w_x(x) &= 0 \\ \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} - w_y(x) &= 0 \end{aligned} \tag{3.7}$$

em que w_x e w_y correspondem, respetivamente, à componente axial e transversal da carga distribuída no elemento. Na ausência de cargas aplicadas ao longo do comprimento do elemento, as equações diferenciais 3.7 resultam num esforço axial constante e numa distribuição linear do momento fletor. Considerando L como o comprimento do elemento em análise, conforme apresentado na Figura 3.6, o equilíbrio pode ser reescrito da forma apresentada na equação 3.8:

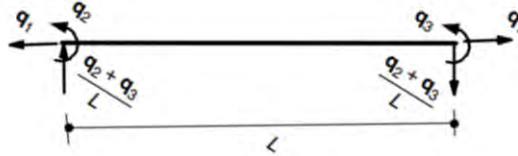


Figura 3.6: Representação das forças internas do elemento barra no sistema de coordenadas local [32].

$$s(x) = \begin{pmatrix} N(x) \\ M(x) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \times (\frac{x}{L} - 1) + q_3 \times \frac{x}{L} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & (\frac{x}{L} - 1) & \frac{x}{L} \end{bmatrix} \times \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{pmatrix} = b(x) \times q \quad (3.8)$$

A matriz $b(x)$ representa assim as funções de interpolação de força, podendo ser vista como a matriz de transformação entre as forças na secção - $s(x)$ - e as forças do elemento - q . Na presença de cargas distribuídas, o esforço axial irá corresponder a uma função linear e o momento fletor será descrito por uma função quadrática, sendo o equilíbrio (equação 3.9) reescrito tendo em consideração uma solução particular $s_w(x)$ da equação diferencial 3.8.

$$s(x) = b(x) \times q + s_w(x) \quad (3.9)$$

As soluções atrás identificadas para elementos cuja formulação é baseada em forças podem ser encontradas independentemente da geometria ou das leis constitutivas consideradas [32] [51].

Encontrando-se estabelecidas as condições de equilíbrio, a compatibilidade geométrica do elemento é imposta através do Princípio dos Trabalhos Virtuais Complementares, segundo a equação 3.10.

$$\partial q^T v = \int_L \partial s^T(x) e(x) dx \quad (3.10)$$

Dada a equação 3.11:

$$\partial s(x) = b(x) \partial q \quad (3.11)$$

a deformação do elemento - v - pode ser escrita conforme apresentado na equação 3.12:

$$v = \int_L b^T(x)e(x)dx \quad (3.12)$$

Procedendo à substituição de 3.12 na equação da matriz de flexibilidade do elemento, obtém-se a equação 3.13:

$$\begin{aligned} F &= \frac{\partial v}{\partial q} = \frac{\partial}{\partial q} \int_L b^T(x)e(x)dx = \\ &= \int_L b^T(x) \frac{\partial e(x)}{\partial s(x)} \frac{\partial s(x)}{\partial q} dx = \\ &= \int_L b^T(x) f_s(x) b(x) dx = \end{aligned} \quad (3.13)$$

em que $f_s(x)$ corresponde à matriz de flexibilidade da secção.

Contrariamente ao que acontece nas formulações fundamentadas em deslocamentos, como a solução encontrada por este método é exata para análises baseadas na teoria de vigas de Euler-Bernoulli [63], deixa de ser necessário considerar mais do que um elemento por membro para obter uma boa aproximação (Figura 3.7). No caso de se pretender melhorar a solução encontrada, pode-se considerar um maior número de pontos de integração, sem que tal resulte numa alteração significativa do esforço computacional [63].

Por esta razão, os modelos desenvolvidos no âmbito da presente dissertação utilizaram elementos de plasticidade distribuída com formulação baseada em forças, incorporando-se o comportamento de deformação por corte através da associação, em paralelo, de um elemento auxiliar com estas características (procedimento descrito no Capítulo 4).

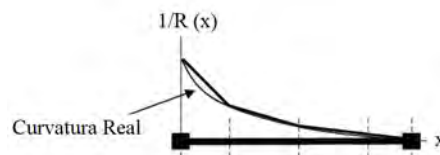


Figura 3.7: Representação da aproximação obtida com elementos de formulação baseada em forças para a curvatura (adaptado de [67]).

Em ambas as metodologias apresentadas, é aplicado o esquema de integração de Gauss-Lobatto para o cálculo das equações 3.5, 3.6, 3.12 e 3.13. Neste esquema, o primeiro e o último ponto de integração correspondem à secção inicial e final do elemento em análise [13] [32].

3.3.2 Problemas de Localização

Conforme descrito por Coleman e Spacone[13], o número de pontos de integração escolhido poderá ter influência na resposta dos elementos com formulação baseada em força

(*force-base formulation*), nomeadamente na determinação da curvatura das zonas onde se formam rótulas plásticas e no seu comprimento.

Se se considerar uma consola com material de comportamento elastoplástico, sujeita a uma carga aplicada na sua extremidade livre no sentido perpendicular ao eixo do elemento, a rótula plástica será formada junto ao encastramento assim que o elemento atingir a capacidade de carga máxima. Com o aumento da carga aplicada, irá verificar-se um aumento progressivo do deslocamento da extremidade livre, acompanhado pelo aumento da curvatura e manutenção do momento plástico na secção de encastramento. Importa referir que, quando a capacidade de carga máxima é atingida, as restantes secções do elemento mantêm um comportamento elástico linear. Assim sendo, à medida que o número de pontos de integração aumenta, o comprimento das rótulas plásticas diminui, o que faz com que a curvatura da secção tenha de aumentar por forma a gerar o mesmo deslocamento na extremidade livre da consola (Figura 3.8).

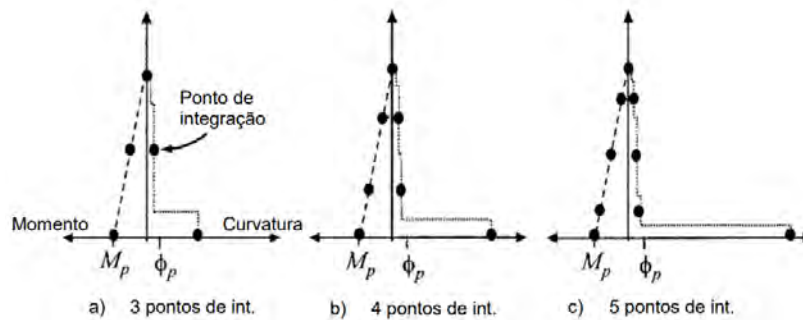


Figura 3.8: Comparação dos diagramas momento-curvatura num elemento com plasticidade distribuída, dependendo do número de pontos de integração ([13] citado em [58]).

A magnitude das singularidades descritas anteriormente irá depender do comportamento dos materiais modelados. Assim, para materiais com amolecimento (*softening*), como é o caso do betão, a resposta global da estrutura poderá ser afetada, tanto ao nível dos diagramas momento-curvatura, como força-deslocamento. Em materiais com comportamento elastoplástico com endurecimento, como é o caso do aço, as singularidades são pouco acentuadas, podendo ser ultrapassadas com a consideração de um número adequado de pontos de integração.

No caso dos elementos com formulação baseada em deslocamentos (*displacement-base formulation*), os problemas de localização, apesar de presentes, não serão tão acentuados, uma vez que a concentração da plasticidade irá ocorrer ao longo do elemento ao invés de numa secção [13].

Para os materiais como o betão, Coleman e Spacone [13] propõem um método de regularização em que o diagrama tensão-extensão é alterado com a introdução do parâmetro energia de fratura em compressão G_f^c . Mantendo constante G_f^c (área sombreada na Figura 3.9 que caracteriza o comportamento pós-rotura do betão à compressão [58]), a extensão

suportada pelo betão irá depender do número de pontos de integração do elemento.

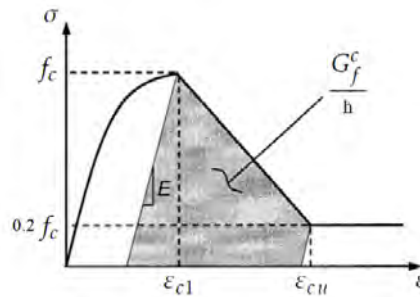


Figura 3.9: Diagrama tensão-extensão do betão e energia de fratura à compressão (adaptado de [13]).

Com o aumento do número de pontos de integração, as fibras cujo comportamento hysterético se assemelhe ao do betão ficarão sujeitas a curvaturas irrealistas, pelo que o material terá de ser capaz de suportar as extensões consequentes, mantendo constante a energia de fratura. Este método equivale a considerar que o diagrama tensão-deslocamento se mantém constante, em detrimento do diagrama tensão-extensão (Figura 3.10).

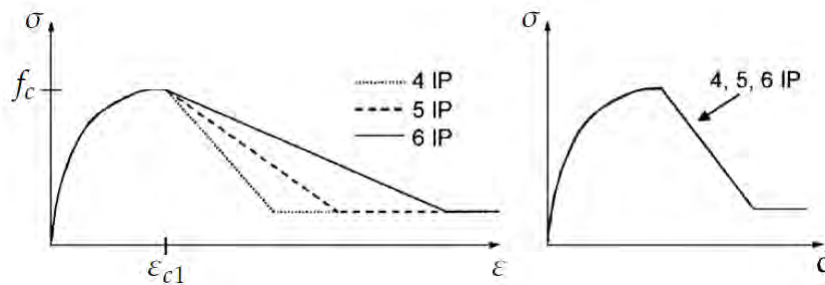


Figura 3.10: Diagrama tensão-extensão e tensão-deslocamento considerando uma energia de fratura constante (adaptado de [13]).

Segundo os autores do estudo acima citado, a nova extensão ε_f^c pode ser obtida através da equação 3.14.

$$\varepsilon_f^c = \frac{G_f^c}{0.6 \times f_c \times L_{IP}} - \frac{0.8 \times f_c}{E} + \varepsilon_{c1} \quad (3.14)$$

em que f_c corresponde à tensão de rotura do betão à compressão, L_{IP} ao comprimento de influência da secção de integração determinado através da regra de integração de Gauss-Lobatto, E ao módulo de elasticidade e ε_{c1} à extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c .

Em teoria, a energia de fratura teria de ser calculada para cada uma das secções de integração, no entanto, e tendo em consideração que em situação de sismo habitualmente

as rótulas plásticas surgem nos extremos dos elementos, na prática este parâmetro apenas varia com o comprimento da secção de integração inicial/final [13].

Segundo Coleman e Spacone[13], para materiais com amolecimento (*softening*) poderá ainda ser necessário proceder à correção das curvaturas no pós-processamento, uma vez que o comprimento considerado para as rótulas plásticas nem sempre é igual ao comprimento de influência do primeiro ponto de integração. O referido procedimento não foi colocado em prática no presente trabalho, uma vez que o número de pontos de integração foi escolhido por forma a que o seu comprimento de influência fosse aproximadamente igual à extensão esperada nas rótulas plásticas.

3.4 Modelos de Comportamento dos Materiais

3.4.1 Considerações Gerais

Uma vez que o comportamento das estruturas porticadas sujeitas à ação sísmica resulta do funcionamento em conjunto dos seus elementos, a simulação destes efeitos irá depender da resposta das fibras que constituem os elementos *nonlinearBeamColumn* [12]. Como referido anteriormente, esta resposta poderá ser definida através de leis hysteréticas associadas a cada um dos materiais e às relações de interação que se geram entre eles.

Na presente dissertação, o comportamento não linear das fibras foi desenvolvido recorrendo a modelos que caracterizam o material betão e material aço. Foi ainda tido em consideração o efeito do escorregamento das armaduras de aço e cordões de pré-esforço aderente (*bond-slip*) que pode ocorrer em elementos de betão armado sujeitos a esforços de flexão [76].

Para estes materiais foram considerados comportamentos uniaxiais (prática comum para reduzir o esforço computacional na simulação sísmica [59]), sendo que os efeitos causados pela tridimensionalidade do problema foram tidos em conta, de forma indireta, através da alteração de determinados parâmetros das curvas monotónicas. A ponderação deste efeito foi especialmente relevante para o betão, tendo sido necessário considerar o aumento da sua resistência devido ao confinamento transversal.

Pretende-se nesta secção apresentar os modelos de comportamento para o betão, aço das armaduras ordinárias e cordões de pré-esforço (aderente e não aderente) utilizados neste trabalho. Todos os modelos descritos encontram-se disponíveis na base de dados do *OpenSees* [45].

3.4.2 Comportamento do betão

O comportamento mecânico do betão foi modelado recorrendo ao material *Concrete02*. Este material foi implementado na *framework* de acordo com a proposta de Mohd Yassin de 1994 (Figura 3.11), onde a envolvente monotónica é caracterizada por três zonas que se desenvolvem de acordo com as equações 3.15, 3.16 e 3.17.

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1} : \sigma = f_c \times \left[2 \times \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] \quad (3.15)$$

$$\varepsilon_{c1} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu} : \sigma = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c1}} \times (f_{cu} - f_c) + f_c \quad (3.16)$$

$$\varepsilon > \varepsilon_{cu} : \sigma = f_{cu} \quad (3.17)$$

em que:

σ - tensão;

ε - extensão;

f_c - tensão de rotura do betão à compressão;

ε_{c1} - extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c ;

f_{cu} - tensão de compressão no betão correspondente à extensão última em compressão, ε_{cu} ;

ε_{cu} - extensão última do betão à compressão.

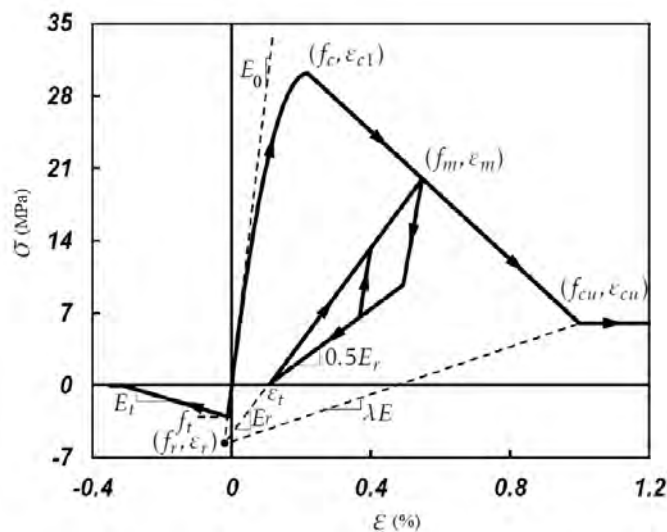


Figura 3.11: Modelo de comportamento do material *Concrete02* do *OpenSees* (adaptado de [75]).

Face a ações cíclicas, todas as curvas de carga/descarga deste modelo convergem no ponto de coordenadas (f_r, ε_r) , encontrando-se limitadas pelo declive E_r e abcissa ε_r , através das equações 3.18 a 3.21:

$$\varepsilon_r = \frac{f_{cu} - \lambda E \varepsilon_{cu}}{E(1 - \lambda)} \quad (3.18)$$

$$f_r = E_0 \varepsilon_r \quad (3.19)$$

$$E_r = \frac{f_m - f_r}{\varepsilon_m - \varepsilon_r} \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_m - \frac{f_m}{E_r} \quad (3.21)$$

em que:

E_0 - módulo de elasticidade inicial do betão à compressão;

E_t - módulo de elasticidade inicial do betão à tração;

λ - constante de recarga do material;

f_m - tensão no ponto de início da descarga da curva envolvente de compressão;

ε_m - extensão no ponto de início da descarga da curva envolvente de compressão;

f_t - tensão de rotura do betão à tração.

Por forma a considerar o efeito provocado pelas armaduras transversais, os parâmetros ε'_{c1} , f'_c , ε'_{cu} e f'_{cu} foram determinados para o betão confinado segundo as equações 3.22 a 3.27 [31].

$$\varepsilon'_{c1} = K_c \times \varepsilon_{c1} \quad (3.22)$$

$$f'_c = K_c \times f_c \quad (3.23)$$

$$\varepsilon'_{cu} = \frac{1 - \frac{f'_{cu}}{K_c \times f_c}}{Z} + \varepsilon'_{c1} \quad (3.24)$$

$$f'_{cu} = 0.2 \times K_c \times f_c \quad (3.25)$$

$$K_c = 1 + \frac{\rho_e \times f_{ye}}{f_c} \quad (3.26)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f_c}{145f_c-1000} + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{l_e}{s_e}} - 0.002K_c} \quad (3.27)$$

em que,

f'_c - tensão de rotura do betão confinado à compressão;

ε'_{c1} - extensão do betão confinado à compressão correspondente à tensão máxima f'_c ;

f'_{cu} - tensão de compressão no betão confinado correspondente à extensão última em compressão, ϵ'_{cu} ;

ϵ'_{cu} - extensão última do betão confinado à compressão;

K_c - coeficiente relacionado com o aumento de resistência resultante do confinamento do betão;

Z - declive relativo ao amolecimento (*softening*);

ρ_e - quociente entre volume do aço dos estribos e volume de betão do núcleo confinado (medido até ao limite dos estribos);

f_{ye} - tensão de cedência à tração do aço dos estribos;

l_e - largura da secção de betão confinado (medido até ao limite dos estribos);

s_e - espaçamento entre estribos.

3.4.3 Comportamento do aço

O material adotado para as armaduras ordinárias e cordões de pré-esforço, *Steel02*, foi desenvolvido segundo o modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto [63]. Na Figura 3.12 apresenta-se o comportamento do referido modelo, sendo possível observar que cada ciclo de carga/descarga se encontra limitado pelas retas (a) de inclinação E_{y0} , correspondente ao comportamento elástico, e (b) de inclinação E_{y1} , com comportamento não linear.

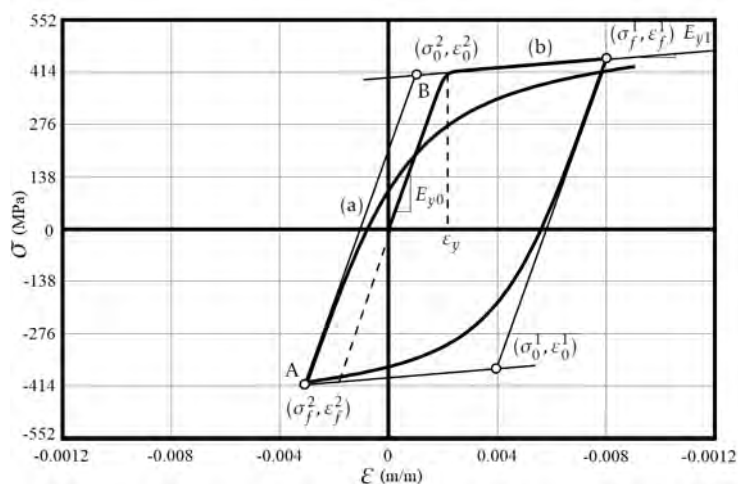


Figura 3.12: Modelo de comportamento do material *Steel02* do *OpenSees* (adaptado de [65]).

A curva de transição entre as duas retas (a) e (b) é caracterizada pela equação 3.28:

$$\tilde{\sigma} = b \times \tilde{\epsilon} + \frac{(1-b) \times \tilde{\epsilon}}{(1 + \tilde{\epsilon}^R)^{1/R}} \quad (3.28)$$

em que $\tilde{\sigma}$ e $\tilde{\varepsilon}$ correspondem à tensão e extensão normalizadas, definidas a partir das equações 3.29 e 3.30, respetivamente.

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma - \sigma_f}{\sigma_0 - \sigma_f} \quad (3.29)$$

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_f}{\varepsilon_0 - \varepsilon_f} \quad (3.30)$$

Nas equações, $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ e $(\sigma_f, \varepsilon_f)$ representam a tensão e extensão no ponto de interseção das retas (a) e (b) em cada um dos ciclos.

O parâmetro b caracteriza a relação entre a rigidez do troço elástico E_{y0} e a rigidez após plastificação E_{y1} , através de E_{y0}/E_{y1} . Por sua vez, o R (equação 3.31) representa o efeito de *Bauschinger*, estabelecendo a forma da curva de transição.

$$R = R_0 - \frac{a_1 \times \varepsilon_R}{a_2 + \varepsilon} \quad (3.31)$$

em que R_0 é o valor de R no primeiro ciclo de carga, ε_R a extensão do ciclo prévio, e a_1 e a_2 dizem respeito a parâmetros estabelecidos experimentalmente através de ensaios cíclicos.

A modelação deste material teve ainda em conta os parâmetros a_3 e a_4 propostos por Taucer, Spacone e Filippou [65], com o objetivo de contemplar o endurecimento isotrópico cíclico a partir da equação 3.32:

$$\frac{f_{st}}{f_y} = a_3 \left(\frac{\varepsilon_{max_i}}{\varepsilon_y} - a_4 \right) \quad (3.32)$$

em que ε_{max_i} representa o valor máximo que a extensão atinge até à inversão de carga e f_{st} corresponde à translação do patamar de cedência devido ao endurecimento.

3.4.4 Efeito do Escorregamento

As ações cíclicas que caracterizam fenómenos como os sismos resultam na degradação da ligação que se estabelece entre o betão e o aço, podendo levar ao escorregamento das armaduras ou cordões de pré-esforço aderente. Uma vez que o comportamento das estruturas é altamente dependente da ligação entre materiais, a simulação numérica de elementos de betão armado deve ter em conta este tipo de efeito [48].

O escorregamento ocorre devido à propagação das extensões no comprimento de armadura/cordão que se encontra ancorado no betão [76]. Este efeito é normalmente verificado nas zonas de maior deformação, como nos nós de ligação viga-pilar, onde, devido à formação de rótulas plásticas, o betão se encontra fendilhado e a extensão das armaduras/cordões resulta num aumento da rotação do elemento estrutural.

A não consideração deste tipo de fenómeno pode resultar em modelos que, comparativamente com o comportamento real das estruturas, apresentam deformações inferiores, ao mesmo tempo que sobrestimam a rigidez, a capacidade de dissipação de energia, as extensões e a curvatura das secções [76].

Deste modo, e conforme proposto por Zhao e Sritharan [76], a rotação observada devido ao possível escorregamento das armaduras/cordões foi simulada recorrendo a um elemento fictício (*zero-length section element*).

Este elemento caracteriza-se por possuir um comprimento nulo e apresentar a mesma secção discretizada em fibras como o elemento *nonlinearBeamColumn* (Figura 3.13).

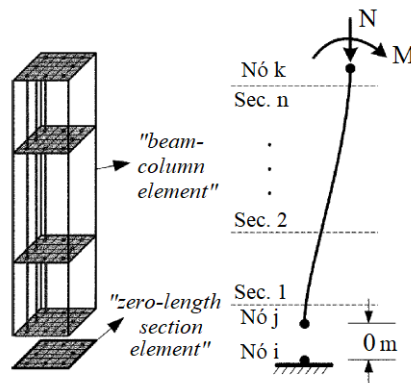


Figura 3.13: Representação esquemática da modelação do efeito do escorregamento de armaduras com recurso a elementos fictícios (adaptado de [76]).

A este elemento fictício foi atribuído o comportamento do material *Bond SP01* apresentado na Figura 3.14 (envolvente monotónica) e Figura 3.15 (ações cíclicas).

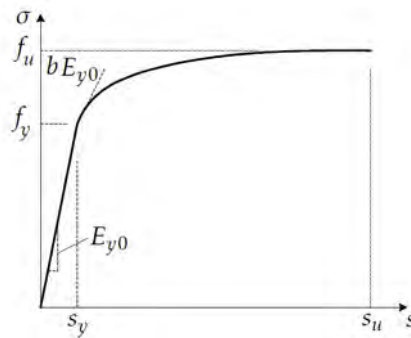


Figura 3.14: Modelo do comportamento monotónico do material *Bond SP01* (adaptado de [76]).

No que diz respeito à envolvente monotónica, a curva encontra-se dividida em duas zonas distintas, que se regem segundo as equações 3.33 e 3.34:

$$\sigma \leq f_y : \sigma = E_{y0}s \quad (3.33)$$

$$\sigma > f_y : \tilde{\sigma} = \frac{\frac{\tilde{s}}{\mu - \tilde{s}}}{\left[\left(\frac{1}{\mu \cdot b} \right)^{R_e} + \left(\frac{\tilde{s}}{\mu - \tilde{s}} \right)^{R_e} \right]^{\frac{1}{R_e}}} \quad (3.34)$$

em que $\tilde{\sigma} = (\sigma - f_y)/(f_u - f_y)$ representa a tensão normalizada dos varões; $\tilde{s} = (s - s_y)/(s_y)$ corresponde ao escorregamento normalizado dos varões; $\mu = (s_u - s_y)/s_y$ é o coeficiente de ductilidade; b é fator de redução da rigidez ($0.3 \sim 0.5$); f_y e f_u representam a tensão de cedência e a tensão última do aço dos varões/cordões; e s_y e s_u correspondem aos escorregamentos verificados quando se atinge f_y e f_u , respetivamente. O fator R_e é utilizado para manter o declive da reta junto à tensão última próximo de zero, pelo que foi assumido por Zhao e Sritharan [76] como 1.01.

Segundo Zhao e Sritharan [76], o escorregamento verificado quando se atinge a tensão última s_u pode ser estimado como 30 a 40% de s_y .

Este modelo assume que o comprimento mínimo de ancoragem $l_{a,min}$ (equação 3.35) é satisfeito e que o escorregamento pode ser obtido a partir da equação 3.36 (em que s_y é determinado em milímetros).

$$l_{a,min} = \frac{1}{7} \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} d_b \quad (3.35)$$

$$s_y = 2.54 \left(\frac{d_b}{8437} \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} (2\alpha + 1) \right)^{1/\alpha} + 0.34 \quad (3.36)$$

sendo que d_b corresponde ao diâmetro dos varões (em milímetros) e α representa um parâmetro, utilizado na relação local para o escorregamento, que toma o valor 0.4.

Por sua vez, o comportamento histerético desenvolve-se segundo as equações 3.37 a 3.42, em conjunto com as regras de seguida enumeradas:

- Previamente à descarga, as tensões máximas e mínimas dos varões, e correspondentes escorregamentos, são comparadas com o histórico de carregamento, atualizando-se os parâmetros ($maxrs, maxrl$) e ($minrs, minrl$), se necessário.
- As curvas de carga e descarga apresentam declive igual à rigidez inicial K_0 , desenvolvendo-se até alcançar ($maxrs, maxrl$) ou ($minrs, minrl$), desde que $+s_y$ ou $-s_y$ não sejam atingidos.
- No caso do escorregamento ultrapassar $+s_y$ ou $-s_y$, as curvas são interrompidas, invertendo o sentido. Até se atingir o ponto ($rsvg, 0$), a curva mantém o declive igual a K_0 .
- As curvas de recarga são definidas desde o ponto ($rsvg, 0$) a partir das equações abaixo indicadas:

$$\sigma = \sigma^{cr} \maxrl \quad (3.37)$$

$$\sigma = \sigma^{cr} \minrl \quad (3.38)$$

$$\sigma^{cr} = \frac{\frac{s^{cr}}{s_{uy} - s^{cr}}}{\left[\left(\frac{1}{s_{uy}} \right)^{R_c} + \left(\frac{s^{cr}}{s_{uy} - s^{cr}} \right)^{R_c} \right]^{\frac{1}{R_c}}} \quad (3.39)$$

$$s^{cr} = \frac{s - rsvg}{s'_y} \quad (3.40)$$

$$s_{uy} = \frac{\maxrl - rsvg}{s'_y} \quad (3.41)$$

$$s_{uy} = \frac{\minrl - rsvg}{s'_y} \quad (3.42)$$

em que σ^{cr} é o rácio da tensão no varão/cordão, s^{cr} é o rácio do escorregamento, s_{uy} é o rácio da tensão última e s'_y é o escorregamento recuperado elasticamente conforme ilustrado na Figura 3.15. Por fim, o R_c corresponde ao parâmetro que define a forma da curva de recarga, podendo o mesmo variar entre 0.5 e 1.0. Para valores de R_c próximos de 0.5 a curva apresenta um efeito de *pinching* significativo, contrariamente ao que acontece com R_c igual a 1.0.

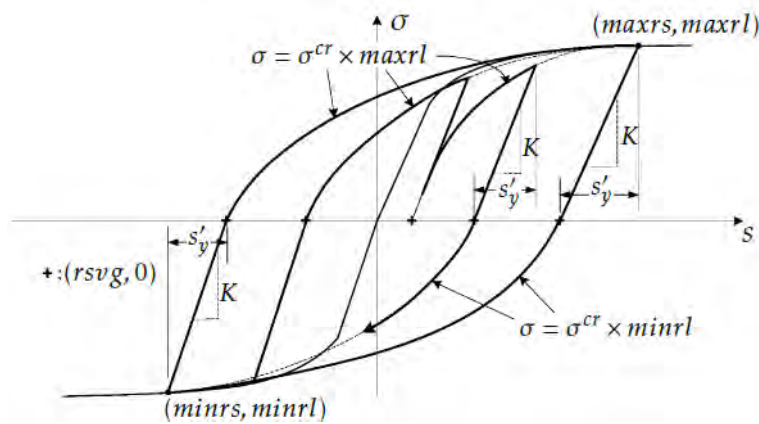


Figura 3.15: Modelo do comportamento cíclico do material *Bond SP01* (adaptado de [76]).

CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NO *OPENSEES*

4.1 Considerações Gerais

Neste capítulo apresenta-se o procedimento adotado, e os resultados obtidos, na validação e calibração dos modelos numéricos desenvolvidos para a simulação do comportamento das soluções ensaiadas por Gião [58] e Muhaj [49] para o reforço de pórticos de betão armado. Com este propósito, o capítulo inicia-se com o resumo dos ensaios experimentais realizados, descrição dos principais objetivos, critérios assumidos, características das vigas ensaiadas, procedimentos adotados e resultados obtidos.

Numa segunda fase, apresentam-se os modelos numéricos desenvolvidos no *OpenSeesPy* no âmbito da presente dissertação, enumerando as suas principais características, descrevendo a metodologia seguida e confrontando os resultados obtidos com os resultados experimentais.

4.2 Ensaios Experimentais Modelados

4.2.1 Vigas Ensiadas por Gião [58] e Muhaj [49]

Em ambas as campanhas, os modelos ensaiados foram idealizados assumindo que o comportamento não linear dos pórticos se concentrava na zona da viga.

Em estruturas porticadas, a localização dos pontos de momento nulo (Figura 4.1 a)) depende da resistência da própria viga, da rigidez relativa entre os elementos viga e pilar, e da relação que se estabelece entre a carga gravítica aplicada e as restantes solicitações. Tirando partido do atrás mencionado, os modelos ensaiados por Gião [58] e Muhaj [49] corresponderam a uma simplificação de um pórtico, que considerava que o ponto de momento nulo se localizava a um terço do vão da viga. Assim, admitindo um pórtico com um vão de 4.5m, foram construídas consolas com um comprimento de $L/3=1.5\text{m}$ (Figura 4.1 b)). Importa referir que, como o objetivo não recaia sobre o estudo do comportamento da ligação viga-pilar, e por forma a facilitar a fixação das vigas durante o ensaio, os modelos experimentais foram concebidos substituindo os pilares por blocos rígidos (Figura 4.1 c)).

É ainda de salientar que os modelos experimentais foram elaborados tendo em conta a existência de uma laje de piso, considerando para tal vigas com secções transversais em T.

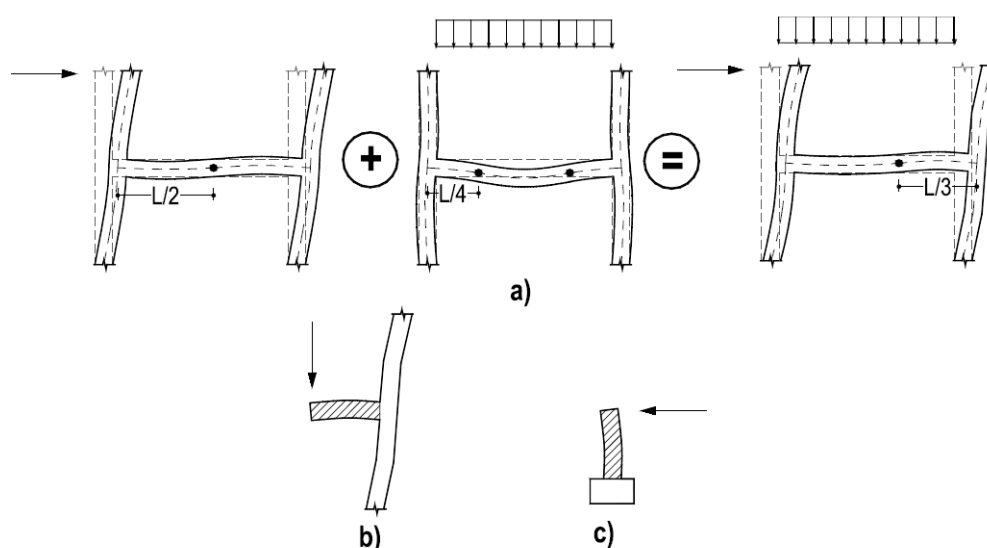


Figura 4.1: Idealização da geometria dos modelos experimentais de Gião [58] e Muhaj [49]: a) localização dos pontos de momento nulo, b) simplificação do comprimento da viga e c) simplificação da ligação viga-pilar [58].

Ana Rita Gião (2012)

No trabalho desenvolvido por Ana Rita Gião [58] pretendeu-se avaliar experimentalmente o comportamento histerético das zonas críticas de vigas inseridas em pórticos sujeitos à ação combinada de cargas verticais e horizontais. Para tal, a autora construiu e testou quatro modelos experimentais: duas vigas de referência (VR1 e VR2), dimensionadas para apresentar um comportamento de ductilidade normal; e duas vigas reforçadas, uma delas com pré-esforço exterior (VPE) e outra com pré-esforço exterior e o encamisamento da zona comprimida da viga com calda reforçada com fibras unidirecionais (VPEE). A todos os modelos, com exceção da viga VR1, foram aplicadas cargas verticais equivalentes à carga gravítica, em conjunto com uma história de deslocamentos horizontais alternados de amplitude crescente. Com o objetivo de avaliar a influência da carga gravítica no comportamento estrutural, ao modelo experimental VR1 foi apenas aplicada a história de deslocamentos horizontais. No presente trabalho procedeu-se à modelação numérica do comportamento das vigas VR2 e VPE.

Na Figura 4.2 apresenta-se (a) a geometria e (b) a pormenorização das vigas VR2 e VPE. Na construção dos modelos foi utilizado betão da classe C25/30, varões de aço nervurado A400 $\varnothing 8\text{mm}$ para a armadura transversal da viga e longitudinal da laje, $\varnothing 10\text{mm}$ para a

armadura transversal da laje e $\varnothing 16\text{mm}$ para a armadura longitudinal da viga. Nas Tabelas 4.1 e 4.2 encontram-se as características mecânicas dos materiais atrás mencionados.

O modelo reforçado, para além das armaduras mencionadas, exibia dois cordões de pré-esforço, de diâmetro nominal de 15.2mm e área nominal da secção transversal de 139mm^2 , seguindo o traçado apresentado na Figura 4.3.

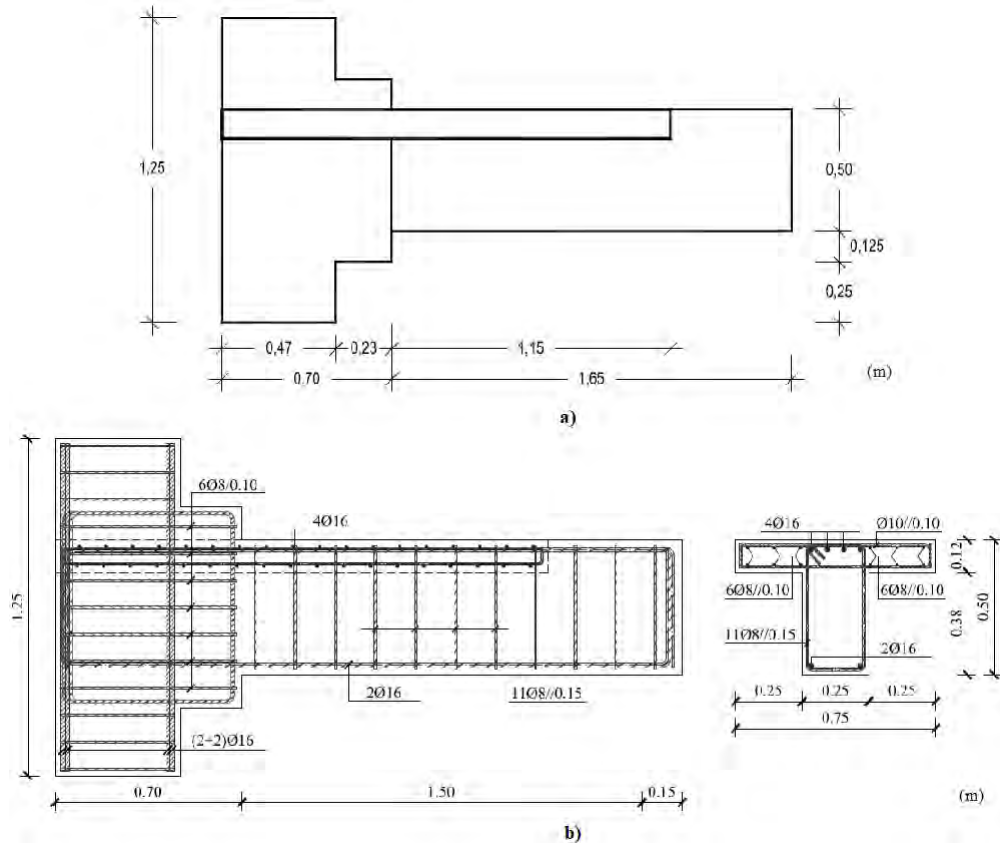


Figura 4.2: Modelo experimental de referência: a) geometria e b) pormenorização das armaduras [58].

Tabela 4.1: Caracterização do betão utilizado na campanha experimental de Gião [58].

Identificação da Viga	Módulo de Elasticidade E (GPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)
VR2	34.50	44.81	3.78*
VPE	33.80	41.68	3.61*

*resultado estimado através da expressão $f_{ctm} = 0.3 \times [f_{cm}]^{2/3}$ [37].

Tabela 4.2: Caracterização do aço utilizado na campanha experimental de Gião[58].

Identificação da Viga	\varnothing (mm)	f_y (MPa)	ϵ_y (%)	f_t (MPa)	ϵ_u (%)
VR2, VPE	8	475.2	0.238	621.7	10.30
	10	454.1	0.227	576.8	15.34
	16	472.7	0.236	601.4	15.42

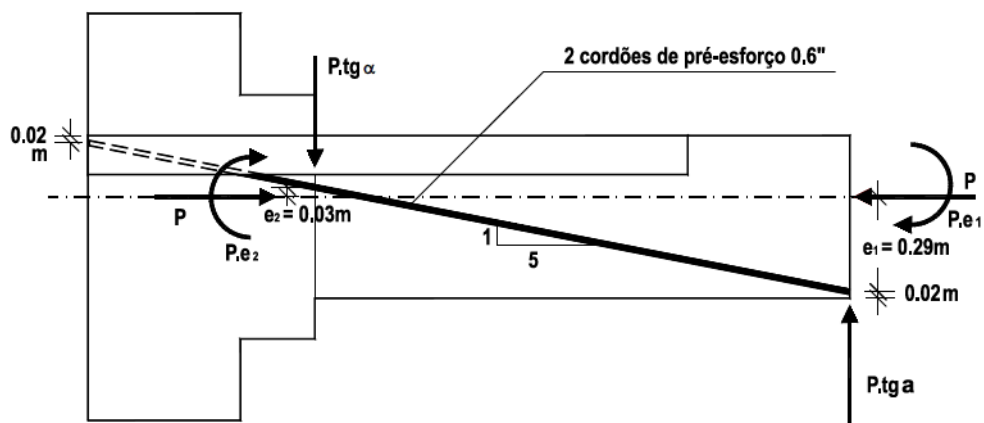


Figura 4.3: Geometria do traçado dos cordões de pré-esforço na viga VPE [58].

A ancoragem dos cordões de pré-esforço foi concretizada através de duas ancoragens mecânicas. Nas quais, com o recurso a macacos hidráulicos, introduziu-se uma força inicial igual a 150kN em cada cordão.

Helisa Muhaj (2020)

A campanha experimental desenvolvida por Helisa Muhaj [49] incluiu o estudo de quatro vigas de betão armado (CB1, CB2, CB3 e CB4), todas elas com (a) a geometria e (b) a pormenorização identificadas na Figura 4.4.

A viga denominada por CB1 correspondeu ao modelo de referência, onde não foi aplicado qualquer tipo de reforço estrutural. As vigas CB2, CB3 e CB4, por sua vez, foram reforçadas com a aplicação de pós-tensão, utilizando cordões de pré-esforço com ancoragens por aderência. A ancoragem nas extremidades das vigas foi concretizada por injeção de resina epoxídica, deixando o segmento central dos cordões sem aderência ao betão (Figuras 4.5 e 4.6). Importa referir que o tipo de reforço em análise foi desenvolvido por Válder Lúcio [44].

A execução de três modelos experimentais reforçados teve como objetivo testar diferentes posicionamentos dos cordões de pré-esforço e comprimentos de aderência, por forma a analisar a sua influência no comportamento geral das vigas. Enquanto o traçado dos cordões de pré-esforço das vigas CB2 e CB3 foi otimizado por forma a acompanhar o diagrama de momentos das vigas, na viga CB4 os cordões foram instalados horizontalmente na zona da laje. Nesta fase importa referir que a modelação numérica desenvolvida na presente dissertação excluiu a simulação do comportamento da viga CB4, uma vez que esta, durante o ensaio experimental, exibiu uma rotura prematura na ancoragem por aderência dos cordões de pré-esforço.

No que diz respeito aos materiais utilizados na construção dos modelos experimentais, para além do betão C25/30, foram empregues varões de aço nervurado A500 de $\varnothing 8\text{mm}$

nas armaduras longitudinais da laje e transversais da viga e laje, e $\varnothing 12\text{mm}$ nas armaduras longitudinais da viga. Nas Tabelas 4.3 e 4.4 resumem-se os resultados obtidos nos ensaios realizados.

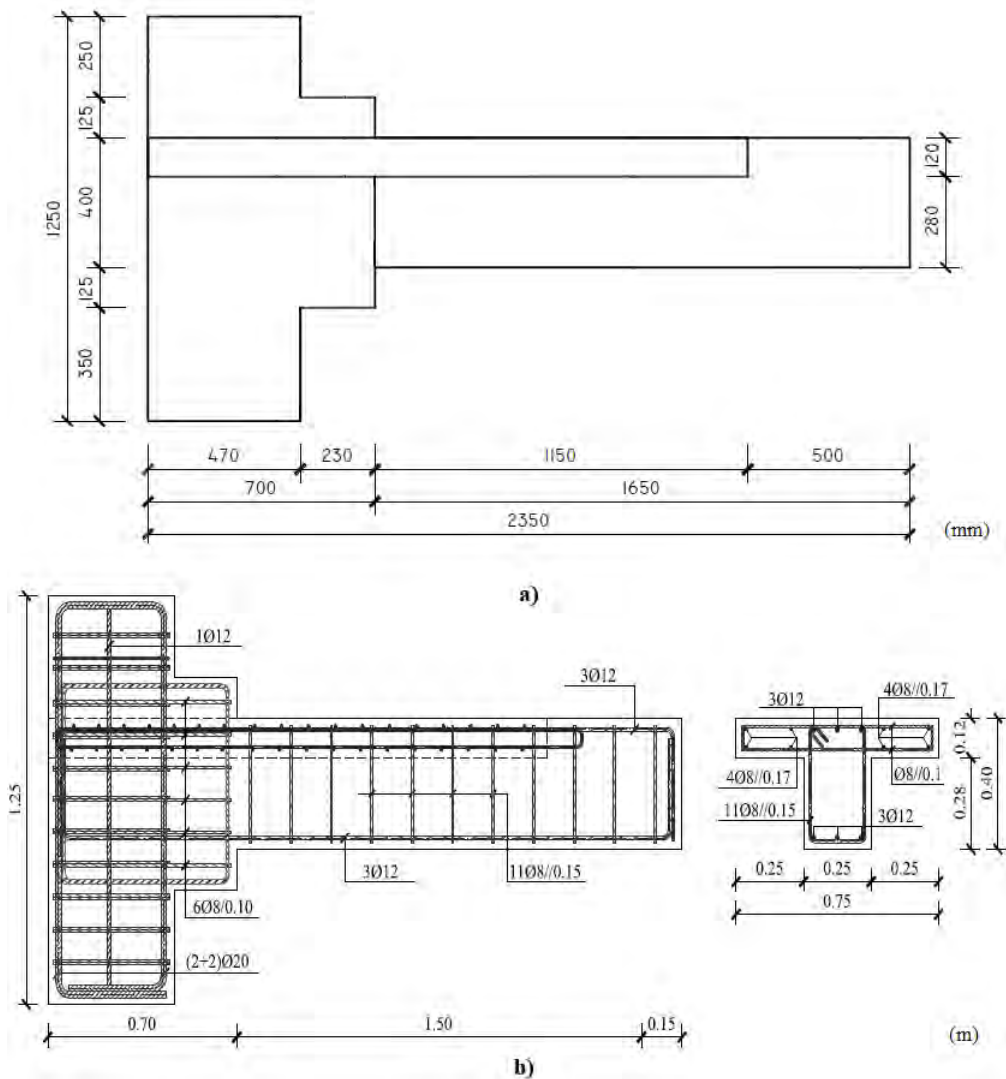


Figura 4.4: Modelo experimental de referência: a) geometria e b) pormenorização das armaduras [49].

Tabela 4.3: Caracterização do betão utilizado na campanha experimental de Muhaj [49].

Identificação da Viga	Módulo de Elasticidade E (GPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)
CB1	28.32	25.20	2.26*
CB2	33.15	37.90	2.80*
CB3	33.15*	39.20*	3.05*

*resultado estimado analiticamente.

Na Figura 4.5 apresenta-se a geometria do traçado dos cordões de pré-esforço da viga

Tabela 4.4: Caracterização do aço utilizado na campanha experimental de Muhaj [49].

Identificação da Viga	\varnothing (mm)	f_y (MPa)	ϵ_y (%)	f_t (MPa)	ϵ_u (%)
CB1	8	555.3	0.28	650.0	10.8
	12	541.5	0.27	630.4	15.4
CB2, CB3	8	547.4	0.27	640.5	10.5
	12	515.6	0.26	618.9	12.3

CB2 conforme construído. Como se pode verificar, o modelo experimental apresentou um comprimento de ancoragem de 500mm , enquanto os cordões de pré-esforço, junto ao encastramento, foram posicionados a uma distância de, em média, 226.5mm da face inferior da secção.

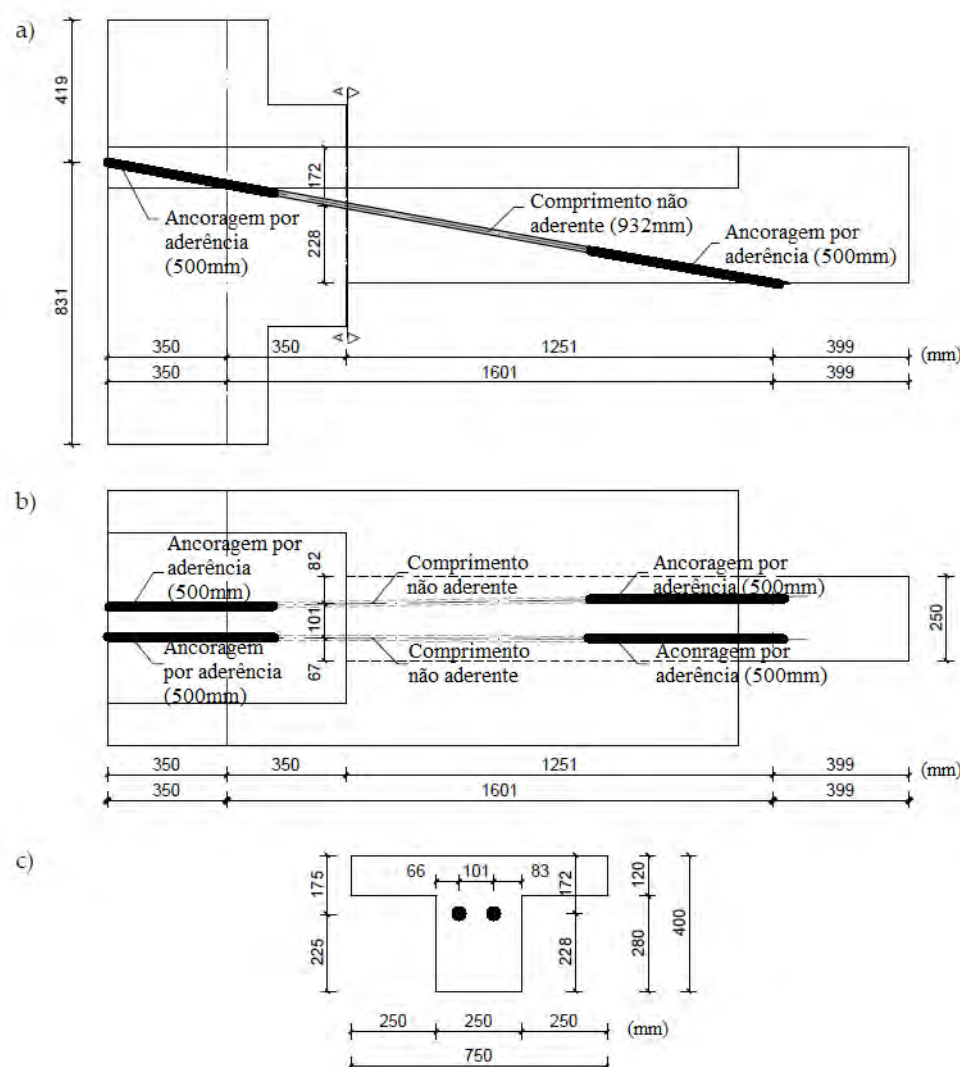


Figura 4.5: Geometria do traçado dos cordões de pré-esforço na viga CB2 (conforme construído): a) alçado, b) planta e c) corte A-A' (adaptado de [49]).

Na viga CB3, adotou-se um comprimento de ancoragem de 600mm e uma distância média, junto ao encastramento, dos cordões à face inferior da secção de 274mm - Figura 4.6.

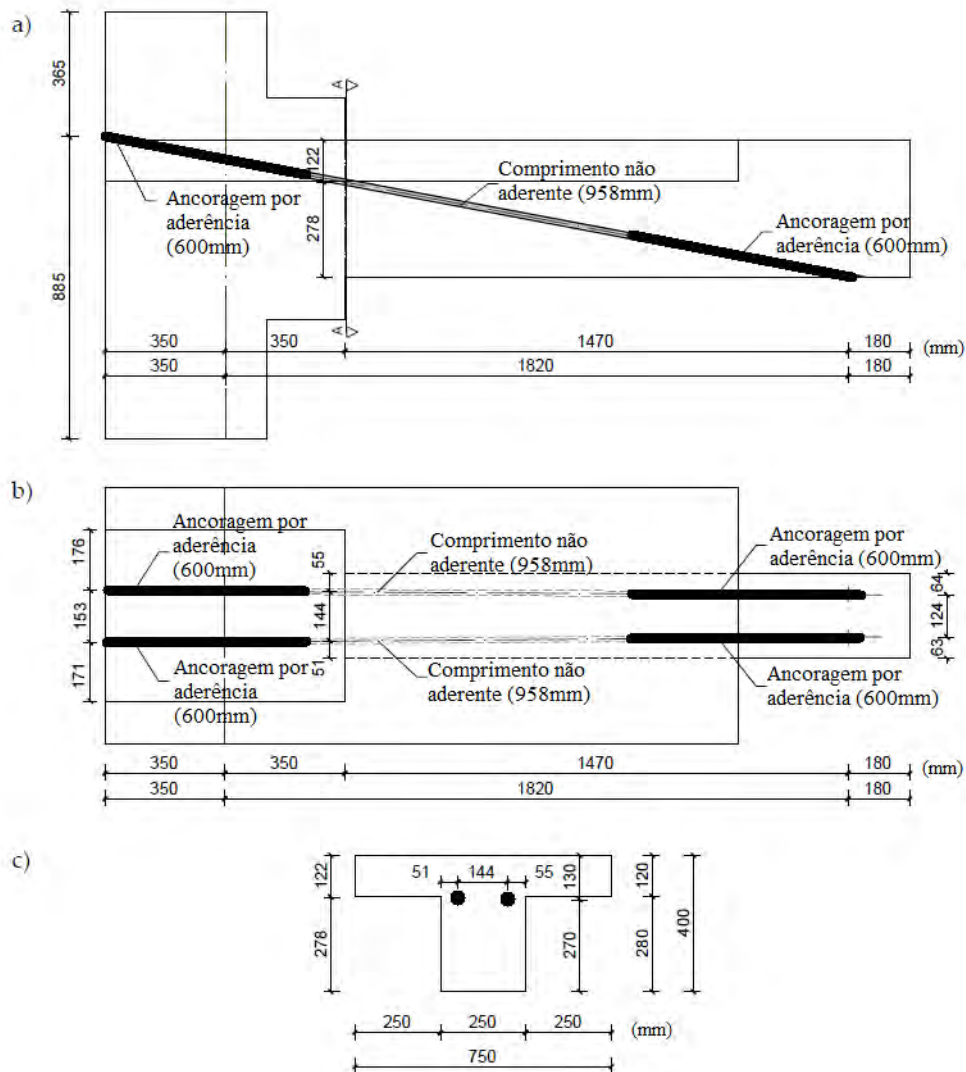


Figura 4.6: Geometria do traçado dos cordões de pré-esforço na viga CB3 (conforme construído): a) alçado, b) planta e c) corte A-A' (adaptado de [49]).

A ambas as vigas foi aplicado uma força inicial de pré-esforço de 100kN através de atuadores mecânicos, posteriormente removidos após o processo de cura do material adesivo (HIT-RE 500 V3 da Hilti).

4.2.2 Sistemas e Procedimento de Ensaio

O processo detalhado de execução das vigas reforçadas e o sistema de teste poderá ser consultado nos trabalhos desenvolvidos por Gião [58] e Muhaj [49]. No entanto, na Figura

4.7 apresenta-se o esquema genérico do sistema de ensaio, onde é possível observar os seus principais componentes como o *strong floor*, a parede de reação e o atuador.

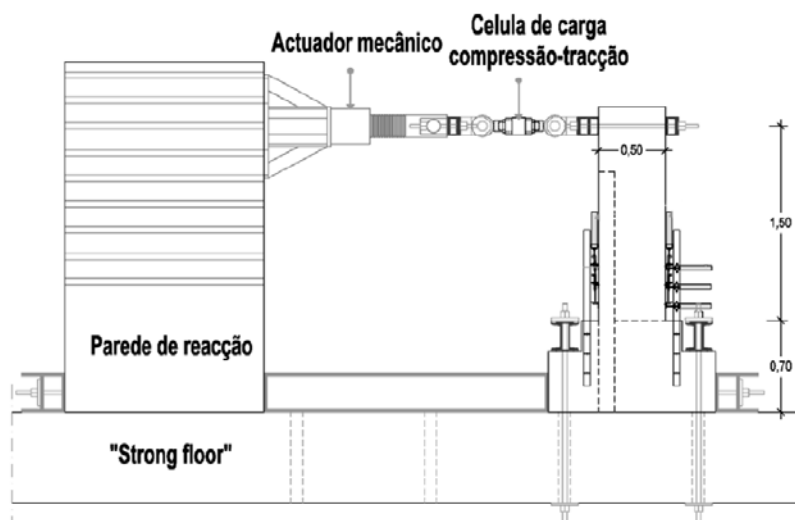


Figura 4.7: Esquema do sistema de ensaio da campanha experimental (adaptado de [58]).

Em ambos os trabalhos em análise foi aplicado o procedimento de ensaio cíclico com carga gravítica proposto por Gião, Lúcio, Chastre e Proença em 2009 [33]. Este procedimento, que se ilustra na Figura 4.8, inicia-se pela imposição da carga gravítica (F_g) estabelecida para o ensaio - etapa (0), sendo seguido da aplicação de uma história de deslocamentos alternados com amplitude crescente, através das seguintes etapas:

- i - imposição de um deslocamento com amplitude $\Delta+$ (ensaio em controlo de deslocamento);
- ii - descarga até ao valor da carga gravítica pré-estabelecida (ensaio em controlo de força);
- iii - imposição de um deslocamento com amplitude $\Delta-$ (ensaio em controlo de deslocamento);
- iv - carregamento até ao valor da carga gravítica pré-estabelecida (ensaio em controlo de força).

A amplitude dos deslocamentos impostos foi definida experimentalmente a partir do menor valor, entre a direção "fraca" e direção "forte", do deslocamento de cedência da armadura mais traccionada (d_0), de acordo com a seguinte ordem: $\Delta = \pm 1,0 \times d_0, \pm 2,0 \times d_0, \pm 3,0 \times d_0, \pm 4,0 \times d_0$, e assim sucessivamente, até atingir o critério de rotura. Para cada uma das amplitudes de deslocamento, os modelos experimentais das vigas foram sujeitos a uma sequência de três ciclos.

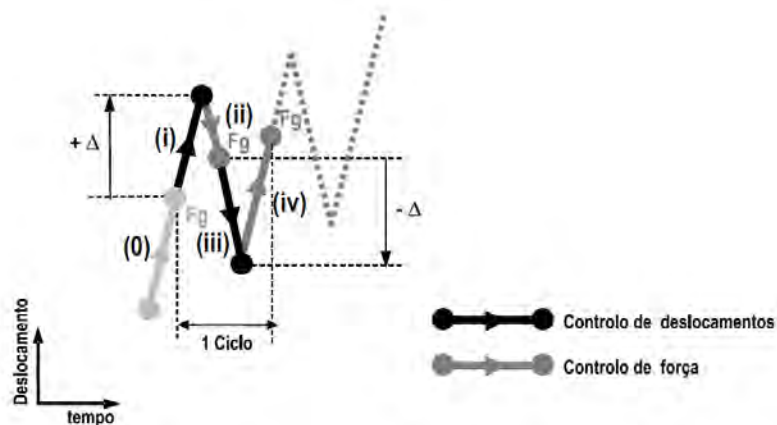


Figura 4.8: Procedimento de ensaio utilizado por Gião e Muhaj [33].

No caso das vigas ensaiadas por Gião [58], o deslocamento de cedência d_0 correspondeu a 6.0mm (deslocamento de cedência para momentos positivos e metade do valor obtido para momentos negativos - 12mm), enquanto para Muhaj [49], este valor foi de 7.0mm (metade do valor obtido para momentos negativos - 14mm).

A carga gravítica aplicada correspondeu, por sua vez, a 50% da força que provoca a cedência das armaduras superiores nos apoios da viga (90kN no trabalho de Gião [58] e 40kN em Muhaj [49]).

Em ambos os trabalhos, o critério de rotura foi estabelecido como o instante em que a capacidade de carga das vigas decresceu para 85% da força máxima atingida.

4.2.3 Resultados Obtidos

Na Figura 4.9 apresentam-se os resultados obtidos por Gião [58] para as vigas VR2 e VPE, em termos de diagrama de força-deslocamento. Paralelamente, e por forma a possibilitar a comparação destes dados, o critério de rotura admitido pela autora encontra-se evidenciado através de uma linha horizontal.

Como seria expetável, os modelos VR2 e VPE exibiram um comportamento histerético não simétrico, com a acumulação de deformações residuais no sentido da aplicação da força gravítica. Este fenómeno é observado com o restabelecimento do valor da carga gravítica a ocorrer para deslocamentos sucessivamente superiores.

O modelo reforçado apresentou, comparativamente com a viga de referência, um aumento de cerca de 22% na força máxima atingida para momentos negativos (força máxima positiva) e 59% na força máxima para momentos positivos (força máxima negativa). Verificou-se igualmente um aumento na força de cedência positiva e negativa de cerca de 24%. Como se pode observar na Tabela 4.5, o deslocamento associado a estes pontos foi substancialmente inferior no modelo reforçado.

Na viga VR2, o modo de rotura observado relacionou-se com a degradação progressiva da zona comprimida, decorrente destacamento do recobrimento de betão e encurvadura

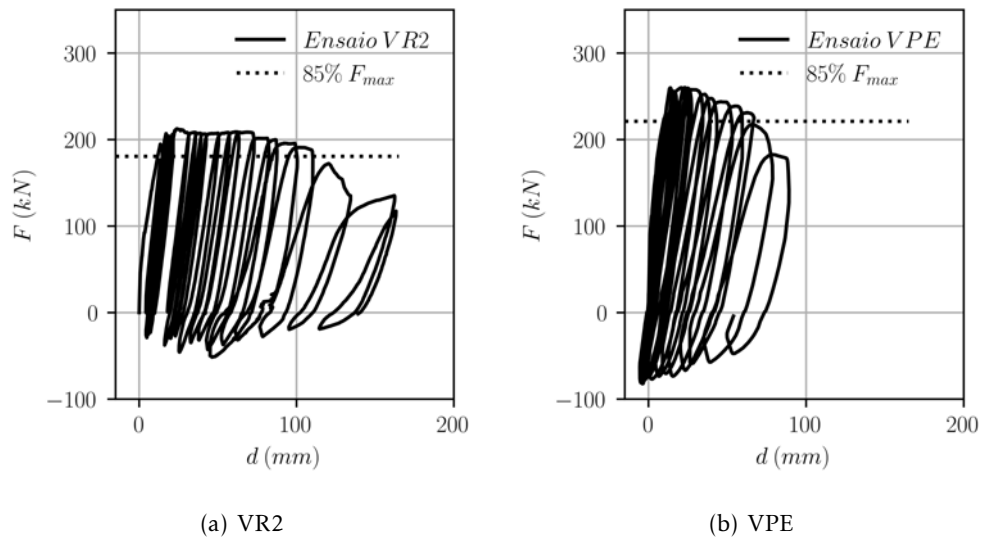


Figura 4.9: Resultados experimentais obtidos por Gião [58].

Tabela 4.5: Pontos notáveis do diagrama força deslocamento das vigas VR2, VPE [58].

		VR2	VPE
Cedência (+)	Força (kN)	202.0	250.2
	Deslocamento (mm)	12.6	9.7
Cedência (-)	Força (kN)	-63.4*	-78.9
	Deslocamento (mm)	-4.5*	-2.5
Força Máxima (+)	Força (kN)	212.5	260.1
	Deslocamento (mm)	24.0	22.8
Força Máxima (-)	Força (kN)	-51.7	-82.2
	Deslocamento (mm)	46.5	-3.62
Rótura - 85% Força Máxima (+)	Força (kN)	171.8	217.1
	Deslocamento (mm)	120.3	65.8

*a autora admitiu o ponto de cedência do ensaio VR1, uma vez que a armadura inferior da viga permaneceu em regime elástico [58].

das armaduras longitudinais. Segundo a autora do estudo, neste modelo, a degradação da rigidez e resistência foi pouco acentuada no decurso do ensaio, tornando-se mais pronunciada nos últimos ciclos de carga-descarga. Importa referir que as armaduras inferiores da viga permaneceram em regime elástico ao longo do procedimento, não tendo ultrapassado a força de cedência[58].

Na viga VPE, a perda de capacidade de carga nos últimos ciclos de ensaio também se relacionou com a acumulação de danos observados na zona comprimida, com a delaminação do betão de recobrimento e encurvadura dos varões longitudinais inferiores. No entanto, neste caso, a alteração tornou-se mais significativa por esta deterioração ter culminado na perda da força de pré-esforço.

Relativamente às vigas ensaiadas por Muhaj [49], na Figura 4.10 apresentam-se os

diagramas de força-deslocamento obtidos para as vigas CB1, CB2 e CB3, bem como o critério de rotura admitido.

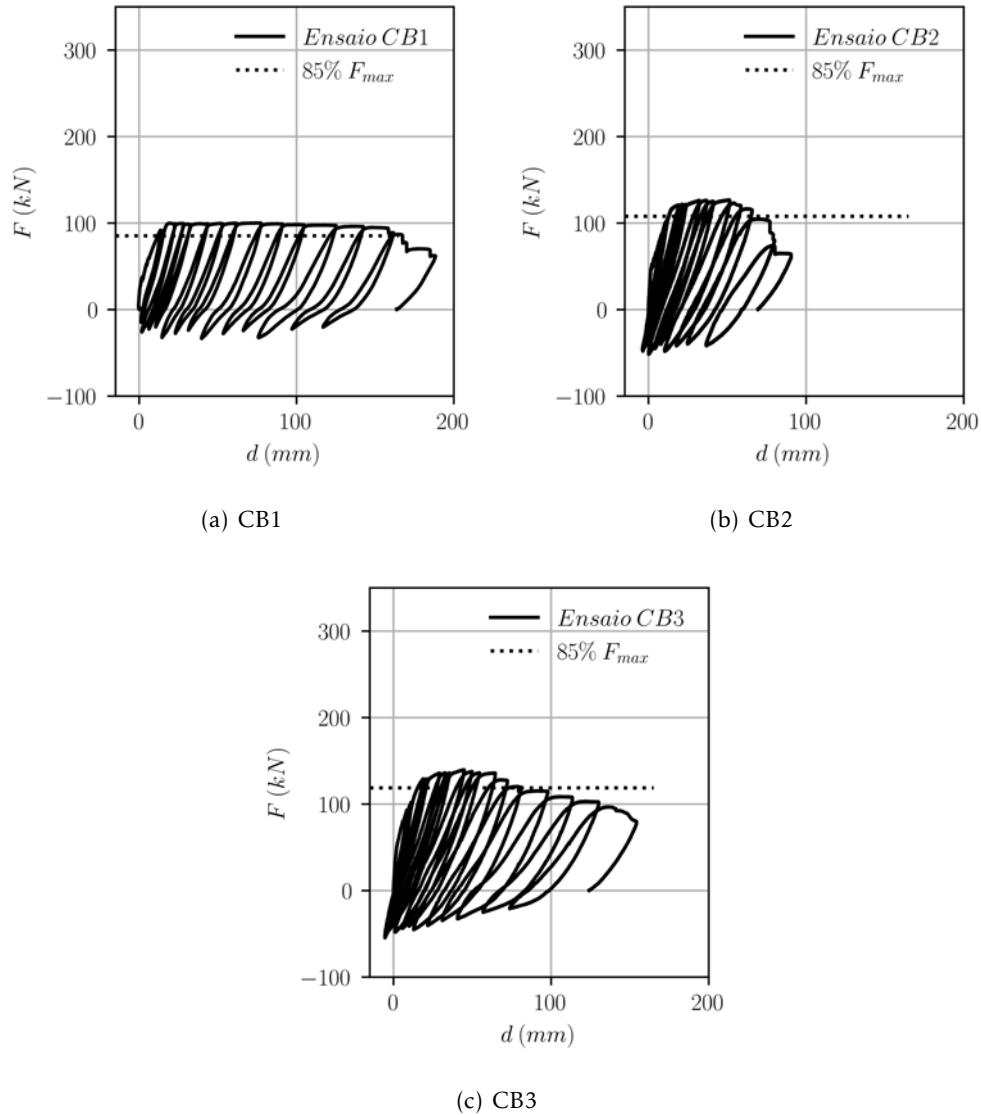


Figura 4.10: Resultados experimentais obtidos por Muhaj [49].

Em consonância com os modelos VR2 e VPE, também as vigas ensaiadas por Muhaj [49] evidenciaram deformações residuais significativas no sentido da aplicação da força gravítica.

A viga CB1, viga de referência, foi a que apresentou maiores deslocamentos, sem que tal tenha sido acompanhado por uma redução significativa da capacidade resistente ao longo do ensaio. No décimo quinto e décimo sexto ciclo (ciclos finais do procedimento) observou-se a rotura dos varões longitudinais tracionados na zona do banzo, seguida de uma abrupta redução da capacidade resistente da viga.

Ambas as soluções reforçadas apresentaram um acréscimo da capacidade resistente

quando comparadas com a viga de referência. Enquanto na viga CB2 este aumento representou cerca de 27% e 54% da força máxima para momentos negativos e positivos respetivamente, no caso da viga CB3 correspondeu a 39% e 63%.

A viga CB3 foi a que apresentou maior capacidade de carga, demonstrando a importância, comparativamente à viga CB2, do aumento do comprimento de aderência na redução do escorregamento dos cordões.

A perda de capacidade de carga verificada nas vigas CB2 e CB3 no final dos ensaios deveu-se, por sua vez, à rotura das ancoragem por aderência.

Nas soluções reforçadas, verificou-se um aumento na força de cedência positiva e negativa de, respetivamente, 30% e 228% na CB2, e 38% e 274% na CB3.

De uma forma geral, a degradação de rigidez das vigas permaneceu pouco relevante até aos últimos ciclos de ensaio, onde se acentuou.

Na Tabela 4.6 encontram-se os pontos notáveis do comportamento das vigas ensaiadas por Muhaj [49].

Tabela 4.6: Pontos notáveis do diagrama força deslocamento das vigas CB1, CB2 e CB3 [49].

		CB1	CB2	CB3
Cedência (+)	Força (kN)	98.5	127.6	136.0
	Deslocamento (mm)	12.5	13.0	16.8
Cedência (-)	Força (kN)	-14.6	-47.9	-54.6
	Deslocamento (mm)	-1.2	-3.8	-5.4
Força Máxima (+)	Força (kN)	100.3	126.9	139.7
	Deslocamento (mm)	75.9	51.3	44.8
Força Máxima (-)	Força (kN)	-33.4	-51.6	-54.6
	Deslocamento (mm)	39.7	0.1	-5.4
Rotura - 85%	Força (kN)	85.2	107.8	118.8
Força Máxima (+)	Deslocamento (mm)	163.7	69.4	79.4

Ressalva-se que todos os modelos reforçados, mesmo após a ocorrência de danos, mantiveram uma capacidade de carga superior aos modelos não reforçados. De facto, comparando o comportamento das vigas reforçadas com as de referência, depreende-se que a aplicação de técnicas de reforço com pré-esforço resulta no aumento de resistência e redução da deformação residual acumulada em estruturas.

4.3 Modelação Numérica

4.3.1 Características Gerais dos Modelos Numéricos

A simulação do comportamento das vigas anteriormente caracterizadas foi desenvolvida no *OpenSees*, seguindo, de forma genérica, o procedimento abaixo descrito [45]:

1. Definição da dimensão espacial e número de graus de liberdade (GDL) - modelo 2D com 3 GDL por nó.

2. Definição das unidades base do modelo - ver secção 4.3.4 para mais detalhe.
3. Definição da localização dos nós e respectivas condições de apoio - a geometria original das vigas foi respeitada, definindo, no entanto, pontos auxiliares conforme descrito na secção 4.3.2. As condições de apoio foram impostas através do comando *fix*, com a restrição dos 3 GDL do primeiro nó das vigas, tornando-o assim num encastramento.
4. Definição dos modelos descritivos das características mecânicas dos materiais - ver secção 4.3.4.
5. Definição das secções de fibras uniaxiais e da sua geometria, atribuindo a cada fibra o comportamento de um material - ver secção 4.3.3.
6. Criação dos elementos finitos, estipulando as secções que os constituem e número de pontos de integração a considerar - ver secção 4.3.2.
7. Definição da transformação geométrica aplicada - comando *geomTransf* que procede à transformação da rigidez e esforços em coordenadas locais do elemento para coordenadas globais da estrutura. Neste caso, e por se trata da análise de vigas, recorreu-se à transformação linear designada de *Linear*, que não tem em conta os efeitos de segunda ordem.
8. Determinação dos resultados a obter das análises.
9. Definição das características da análise e procedimento de carga:
 - *Constraints: Plain* - determina como as equações das restrições nodais são aplicadas na análise. A opção selecionada, *Plain*, permite a imposição de restrições num único nó (comando *fix*) ou restrições múltiplas (comando *equalDOF* - não utilizado).
 - *Numberer: Plain* - numera de forma arbitrária os GDL. Para modelos de tamanho reduzido e para matrizes de rigidez sem relações de simetria, a utilização deste método de numeração não influencia significativamente os resultados obtidos.
 - *System: BandGeneral* - a matriz de rigidez é constituída apenas por elementos nulos, à exceção de uma faixa/banda paralela à diagonal principal, otimizando assim o tempo de cálculo.
 - *Test: NormDispIncr* - teste que determina se a convergência é alcançada no final de um passo de iteração. Este teste de convergência é aplicado aos deslocamentos que ocorrem entre cada passo de iteração.
 - *Algorithm: Newton* - o algoritmo utilizado por defeito, *Newton*, recorre ao método de Newton-Raphson para a resolução das equações do sistema. Adicionalmente, foi criada uma rotina em que, sempre que a convergência do passo

de iteração não era alcançada, o algoritmo utilizado era alterado, testando a convergência com outros algoritmos disponíveis no *OpenSees*, como *Modified-Newton*, *NewtonLineSearch*, *KrylovNewton*, *RaphsonNewton*, *BFGS* e *Broyden*.

- *Integrator: LoadControl / DisplacementControl* - partindo do procedimento de carga descrito em 4.2.2, foi necessário recorrer a dois modos de integração numérica: controlo de carga e controlo de deslocamento. Como o nome indica, dependendo do tipo de controlo definido, são aplicados incrementos de carga ou deslocamento a um GDL de um nó específico. Os incrementos são, em ambos os casos, constantes e determinados pelo utilizador.
- *Analysis: Static* - os ensaios experimentais foram realizados de modo a que os efeitos dinâmicos fossem desprezáveis, pelo que os modelos desenvolvidos no presente trabalho foram submetidos a análises estáticas.
- *Analyze* - este comando foi utilizado para executar os passos de análise.
- *LoadConst* - por forma a manter a carga gravítica aplicada como constante, enquanto se reinicia o tempo para 0, este comando foi aplicado no final de cada incremento de carga ou deslocamento.

4.3.2 Elementos

Os modelos experimentais anteriormente descritos foram simulados utilizando elementos de plasticidade distribuída com formulações baseadas em forças (*nonlinearBeamColumn*). Por forma a padronizar o procedimento aplicado, o comportamento das vigas foi reproduzido com recurso a 3 elementos deste tipo, com os comprimentos apresentados na Tabela 4.7. Os dois primeiros elementos, junto ao encastramento, foram discretizados considerando 3 pontos de integração, enquanto no terceiro, devido à sua reduzida extensão, optou-se apenas por 2 pontos (Figura 4.11). Importa referir que os comprimentos apresentados na Tabela 4.7 foram determinados tendo em conta o traçado dos cordões de pré-esforço e a localização dos elementos rígidos de seguida descritos (Figura 4.12).

Tabela 4.7: Comprimento dos elementos *nonlinearBeamColumn* utilizados na modelação das vigas.

Identificação da Viga	Elemento 1 (m)	Elemento 2 (m)	Elemento 3 (m)
CB1, CB2	0.759	0.492	0.249
CB3	0.880	0.590	0.030
VR2, VPE	0.759	0.492	0.399

Adicionalmente, e por forma a simular o efeito do possível escorregamento das armaduras ordinárias, na zona de encastramento de cada uma das vigas, foi considerado um elemento fictício de comprimento nulo (*zero-length section element*).

É de salientar que ambos os elementos atrás mencionados desprezam o efeito da deformação por corte das secções. Este comportamento foi considerado indiretamente

através da criação de um novo elemento com comportamento elástico linear, cujo declive da curva elástica correspondia à rigidez de corte das secções. Este elemento foi então agregado, em paralelo, aos elementos *nonlinearBeamColumn* e *zero-length section element*, por forma a simular a deformação por corte.

Nos modelos referentes às vigas reforçadas, os cordões de pré-esforço foram simulados com recurso a elementos com apenas rigidez axial (*truss*), associados ao material *Steel02*, no caso dos troços não aderentes, e *Bond SP01*, para os aderentes. Estes foram associados à viga através de elementos *elasticBeamColumn*, cujo momento de inércia à flexão foi alterado para que pudessem ser considerados como elementos rígidos.

Na Figura 4.11 e 4.12 apresenta-se a discretização geral dos elementos utilizados na modelação das vigas e cordões de pré-esforço, respetivamente.

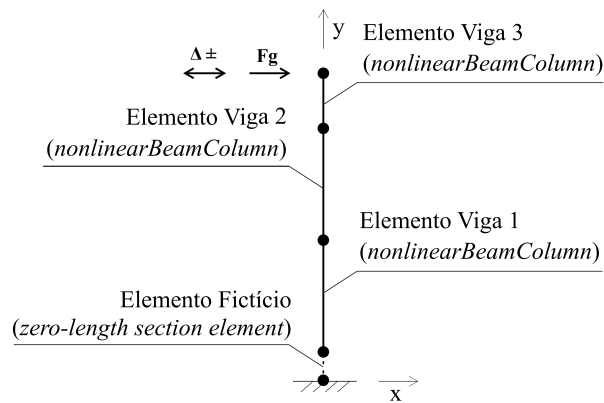


Figura 4.11: Representação do tipo de elementos utilizados na modelação das vigas.

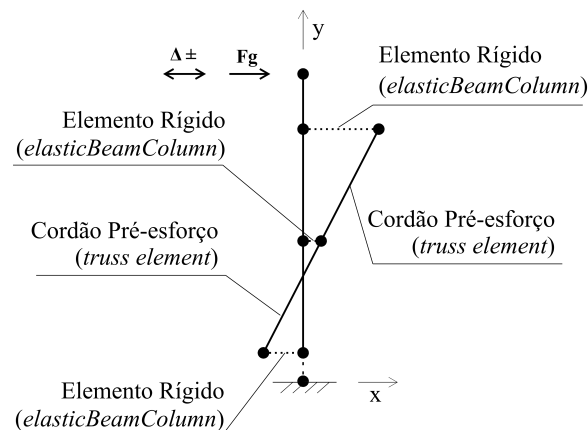


Figura 4.12: Representação do tipo de elementos utilizados na modelação dos cordões de pré-esforço.

4.3.3 Discretização da Secção

No que diz respeito à secção transversal, o modelo desenvolvido admitiu que a viga apresentava uma secção em T em toda a sua extensão para simular a presença da laje. Relativamente à sua geometria, conforme se pode observar na Figura 4.13, os modelos apresentaram as dimensões das vigas testadas experimentalmente.

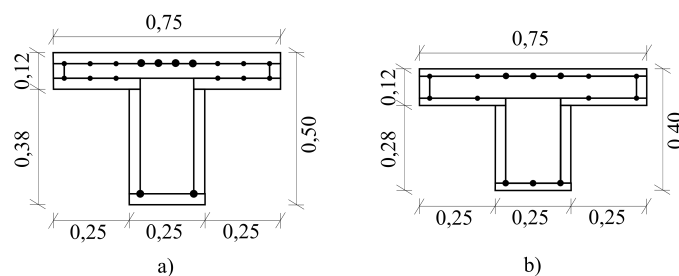


Figura 4.13: Geometria das secções transversais dos modelos das vigas testadas por a) Gião e b) Muhaj.

Cada uma das secções foi discretizada em fibras (Figura 4.14), às quais foram atribuídos o comportamento dos respetivos materiais.

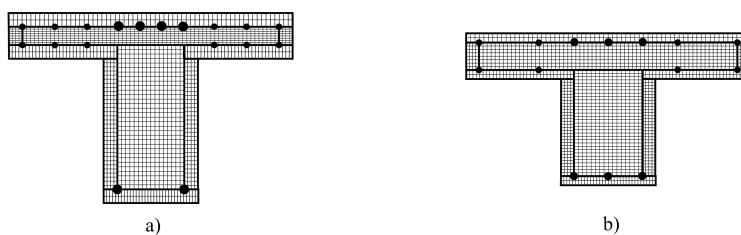


Figura 4.14: Discretização, em fibras, das secções transversais dos modelos das vigas testadas por a) Gião e b) Muhaj.

Esta discretização teve em conta a delimitação do betão confinado pelos estribos. Foram assim considerados dois núcleos confinados, um na zona da alma e outro no banzo das vigas, cujas características foram determinadas tendo em conta o afastamento dos estribos e comprimento dos elementos, conforme descrito adiante. Adicionalmente, foram consideradas fibras relativas às armaduras ordinárias e, quando aplicável, cordões de pré-esforço.

Para as vigas VR2 e CB1, vigas não reforçadas, foram consideradas 4 secções distintas, a primeira correspondente ao elemento fictício (Figura 4.15 e 4.16) e as restantes correspondentes a cada um dos elementos *nonlinearBeamColumn*, onde as diferenças se resumem às propriedades dos materiais (Figura 4.18 e 4.19).

Relativamente às vigas reforçadas, uma vez que o pré-esforço aplicado à VPE não apresentava aderência, o modelo foi construído utilizando as secções transversais idênticas a VR2 (com as devidas alterações às propriedades dos materiais) - Figura 4.15, adicionando

em paralelo um elemento apenas com rigidez axial (elemento *truss*) associado ao material *Steel02*, como representado na Figura 4.12.

Nas vigas CB2 e CB3 foi adicionada uma fibra à secção transversal do elemento fictício relativa ao cordão de pré-esforço aderente (Figura 4.17), enquanto os elementos *nonlinearBeamColumn* mantiveram a secção tipo da viga CB1 (com as devidas alterações às propriedades dos materiais) - Figura 4.19. O cordão de pré-esforço, por sua vez, foi modelado conforme apresentado na Figura 4.12, atribuindo-lhe, desta vez, as propriedades do material *Bond SP01* ao troço aderente e *Steel02* ao troço não aderente.

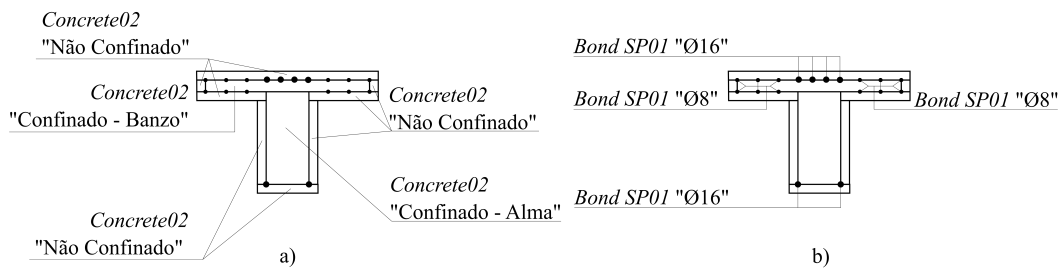


Figura 4.15: Secção transversal do elemento fictício da viga VR2 e VPE: a) fibras relativas ao material Betão e b) Aço.

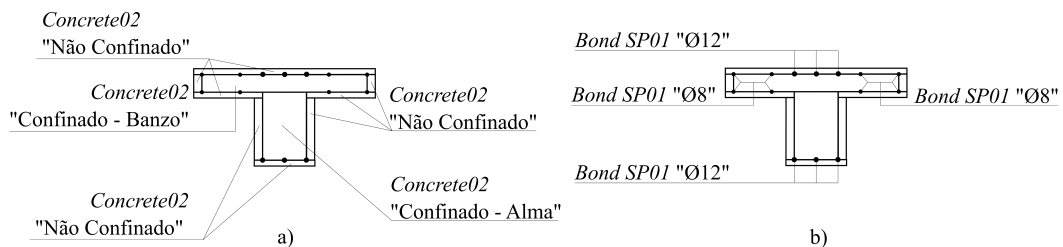


Figura 4.16: Secção transversal do elemento fictício da viga CB1: a) fibras relativas ao material Betão e b) Aço.

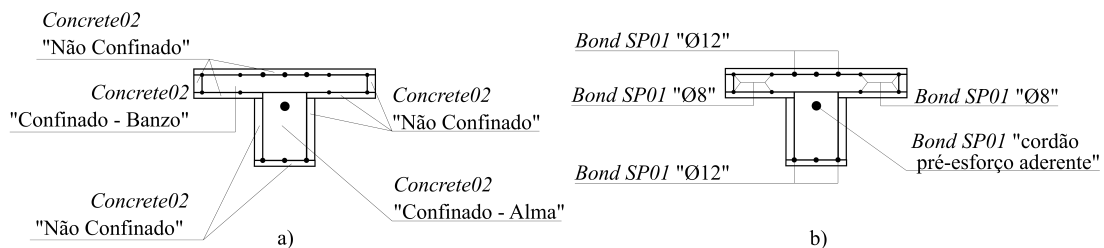


Figura 4.17: Secção transversal do elemento fictício da viga CB2 e CB3: a) fibras relativas ao material Betão e b) Aço e Cordão de pré-esforço aderente.

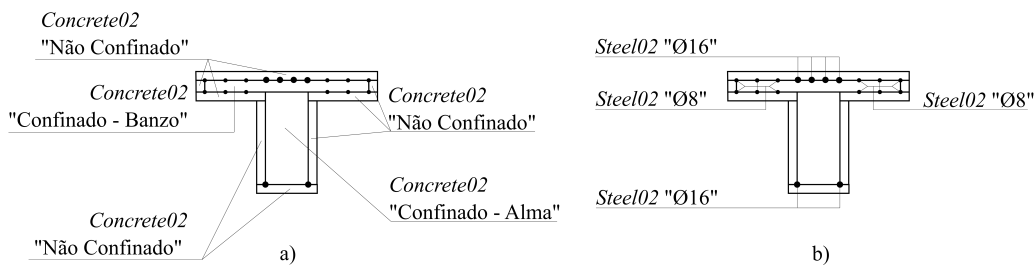


Figura 4.18: Secção transversal dos elementos *nonlinearBeamColumn* da viga VR2 e VPE: a) fibras relativas ao material Betão e b) Aço.

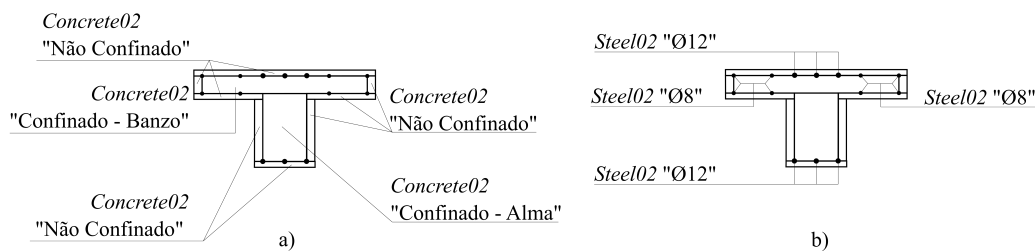


Figura 4.19: Secção transversal dos elementos *nonlinearBeamColumn* da viga CB1, CB2 e CB3: a) fibras relativas ao material Betão e b) Aço.

4.3.4 Materiais

Como referido, na modelação numérica das vigas ensaiadas por Gião [58] e Muhaj [49] foi utilizado o material *Concrete02* para a simulação do comportamento do betão, o *Steel02* para o aço das armaduras ordinárias e cordão de pré-esforço não aderente, e o *Bond SP01* para simular o efeito do escorregamento das armaduras e cordão de pré-esforço aderente.

Os resultados dos ensaios realizados aos provetes de betão e aço foram utilizados sempre que disponíveis. No entanto, foi necessário proceder à calibração de alguns dos parâmetros requeridos pelos modelos dos materiais para os quais não existiam dados experimentais. Os parâmetros utilizados são apresentados no Anexo I nas Tabelas I.1 a I.5 para o betão, Tabelas I.6 a I.8 para o aço, Tabelas I.9 a I.12 para o escorregamento das armaduras ordinárias e cordões de pré-esforço aderente, e Tabelas I.13 e I.15 para os cordões de pré-esforço não aderente.

Salienta-se que os dados apresentados em anexo, por vezes, não correspondem à melhor aproximação obtida individualmente para cada viga, mas ao melhor resultado na sua globalidade. Os varões de aço utilizados na VR2 e CB2 corresponderam ao mesmo lote do material utilizado na VPE e CB3, respetivamente. Este fato levou a que os parâmetros de calibração destes materiais fossem iguais. Se tal não tivesse ocorrido, os parâmetro de calibração finais, apesar de resultarem numa melhor aproximação individualmente, poderiam colocar em causa a sua extrapolação para vigas com geometrias distintas das ensaiadas experimentalmente.

Conforme descrito no Capítulo 3, os parâmetros relativos ao betão confinado foram obtidos conforme proposto Filippou, Popov e Bertero [31], através das equações 3.22 a 3.27.

Importa ainda referir que, no que diz respeito aos parâmetros de definição do betão, os valores apresentados para as extensões foram obtidos de acordo com a equação 3.14, que relaciona o comprimento de influência da secção de integração e a energia de fratura, com as extensões do betão. Deste modo, e uma vez que os elementos que constituem o modelo das vigas em análise apresentam comprimentos distintos, a extensão do betão foi calculada separadamente para cada um deles. Como se pode observar na equação 3.14, a extensão ε_f^c é inversamente proporcional ao comprimento de influência da secção de integração L_{IP} . Nas tabelas 4.8 a 4.10 a apresentam-se os valores tidos em consideração no cálculo das referidas extensões.

Tabela 4.8: Parâmetros envolvidos na determinação da extensão ε_f^c do betão não confinado.

Identificação da Viga	G_f^c (MPa.mm)	f_c (MPa)	L_{IP} (m)			E (GPa)	ε_{c1} (mm/mm)
			Elm1	Elm2	Elm3		
VR2	67.06	44.81	0.1265	0.0820	0.1995	34.50	0.002
VPE	64.34	41.68				33.80	
CB1	56.34	25.20	0.1265	0.0820	0.1245	28.32	
CB2	61.30	37.94				33.15	
CB3	62.42	39.20	0.1467	0.0983	0.0150	33.15	

Tabela 4.9: Parâmetros envolvidos na determinação da extensão ε_f^c do betão confinado (zona da alma).

Identificação da Viga	G_f^c (MPa.mm)	f_c' (MPa)	L_{IP} (m)			E (GPa)	ε_{c1} (mm/mm)
			Elm1	Elm2	Elm3		
VR2	265.48	47.35	0.1265	0.0820	0.1995	34.50	0.0021
VPE	249.68	44.22				33.80	
CB1	187.72	28.43	0.1265	0.0820	0.1245	28.32	0.0023
CB2	249.18	41.12				33.15	0.0022
CB3	256.05	42.38	0.1467	0.0983	0.0150	33.15	0.0022

Tabela 4.10: Parâmetros envolvidos na determinação da extensão ε_f^c do betão confinado (zona do banzo).

Identificação da Viga	G_f^c (MPa.mm)	f_c' (MPa)	L_{IP} (m)			E (GPa)	ε_{c1} (mm/mm)
			Elm1	Elm2	Elm3		
VR2	4202.60	61.20	0.1265	0.0820	0.1995	34.50	0.0027
VPE	3987.59	58.07				33.80	0.0028
CB1	1705.08	38.04	0.1265	0.0820	0.1245	28.32	0.0030
CB2	2251.93	50.60				33.15	0.0027
CB3	2307.87	51.86	0.1467	0.0983	0.0150	33.15	0.0026

Sobre os parâmetros de calibração dos cordões, as tensões de pré-esforço do material identificadas na Secção 4.2.1 foram simuladas recorrendo ao comando *InitStrainMaterial* introduzido após a definição do material.

Relativamente às unidades utilizadas, salienta-se que os modelos foram desenvolvidos assumindo como unidades base: polegadas (*inch*) e quilolibras-força (*kip* - kilopound). A decisão de optar pelo Sistema Imperial de Medidas Americano prende-se com as expressões empíricas empregues na definição do modelo do material *Bond SP01*. Uma vez que este material foi introduzido no *OpenSees* em polegadas e *kip*, a utilização do Sistema Internacional de Unidades implicaria a alteração do *source code*, o que não se enquadra no âmbito da presente dissertação. Apesar disso, por forma a facilitar a compreensão dos resultados, neste documento todos os valores apresentados foram convertidos para o Sistema Internacional de Unidades.

No Anexo I encontram-se, igualmente, os diagramas tensão-extensão dos materiais modelados.

4.3.5 Resultados

Na Figura 4.20 e 4.21 apresentam-se os resultados obtidos na calibração dos modelos das vigas VR2, VPE, CB1, CB2 e CB3, e a sua confrontação com os dados experimentais de Gião [58] e Muhaj [49]. Por forma a manter os resultados das várias vigas comparáveis entre si, optou-se por incluir na análise apenas os valores dos modelos experimentais até o critério de rotura ser atingido, ou seja, o ponto onde a resistência da viga sofre uma redução para, pelo menos, 85% da Força Máxima Positiva. A rotura dos modelos numéricos será analisada posteriormente.

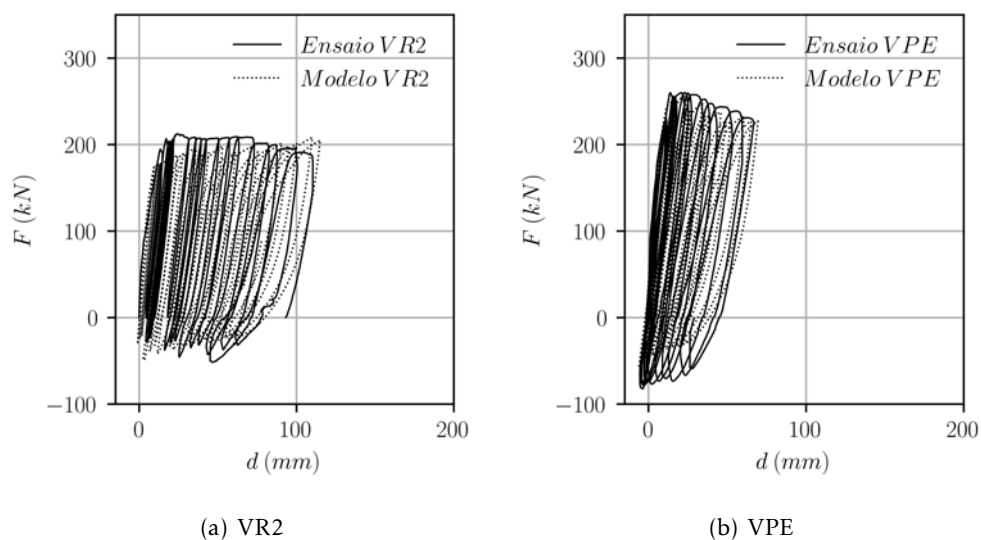


Figura 4.20: Modelação numérica das vigas de Gião [58].

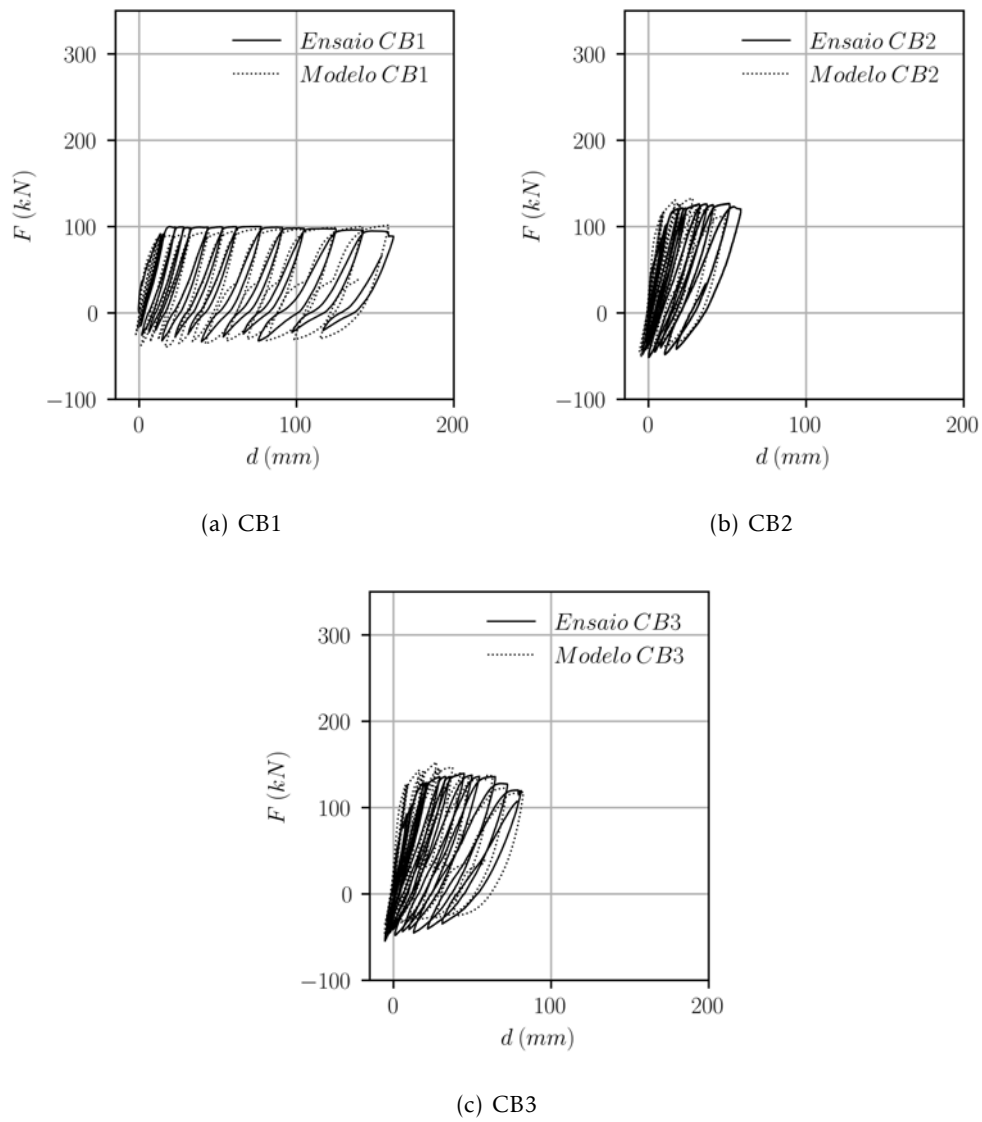


Figura 4.21: Modelação numérica das vigas de Muhaj [49].

De uma forma geral, pode-se afirmar que os resultados da calibração reproduzem satisfatoriamente o comportamento experimental das vigas. No entanto, é de notar que, por vezes, a curva monotónica com endurecimento linear que caracteriza o material *Steel02* limita a qualidade da aproximação obtida. Apesar do *OpenSees* disponibilizar leis constitutivas mais complexas, que apresentam uma maior proximidade ao comportamento real do material aço, como por exemplo o *Reinforcing Steel*, estas não foram utilizadas na modelação desenvolvida na presente dissertação devido aos problemas de convergência encontrados e tempos de cálculo significativamente superiores. No entanto, é visível que os resultados, nomeadamente a previsão da capacidade resistente real das vigas, iriam beneficiar do recurso a uma lei constitutiva uniaxial para o aço com um maior grau de detalhe na caracterização do endurecimento e amolecimento (*softening*) do material.

A limitação atrás mencionada é especialmente perceptível na modelação do comportamento da viga VR2, onde o início da cedência ocorre prematuramente e a resistência para momentos negativos é, a princípio, inferior ao valores experimentais, ultrapassando-os no final do procedimento. Relativamente à resistência para momentos positivos, apesar de não se ter obtido uma correspondência exata, a discrepância observada é substancialmente inferior.

Em termos de deslocamentos, o andamento dos ciclos de carga e descarga apresenta diferenças significativas quando comparado com os dados experimentais. O modelo consegue, no entanto, prever a rigidez da viga para os ciclos iniciais, verificando-se uma maior divergência desta aproximação com o avançar do procedimento de carga.

A modelação numérica desenvolvida para a viga VPE obteve melhores resultados no que diz respeito à resistência para momentos negativos, observando-se no entanto uma pior aproximação na previsão da resistência para momentos positivos.

A rigidez demonstrada por este modelo numérico manteve-se semelhante ao da viga experimental ao longo do procedimento. Por sua vez, o andamento dos ciclos de carga e descarga apresentou algum desfasamento.

Do conjunto de vigas em análise, o modelo numérico CB1 foi o que apresentou melhores resultados. Ainda assim, foram verificadas discrepâncias, pouco significativas, na resistência para momentos negativos nos primeiros ciclos de ensaio. Por outro lado, observaram-se diferenças na forma da curva de carga e descarga, com o acentuar do efeito de *pinching*, que nos resultados experimentais se manteve menos pronunciado.

No que diz respeito à modelação do comportamento da viga CB2, a simulação numérica desenvolvida foi capaz de prever a resistência para momentos negativos, ainda que em termos médios, e momentos positivos. Paralelamente, foram obtidos resultados satisfatórios na aproximação da rigidez da viga. É, no entanto, de destacar o desfasamento encontrado entre os ciclos de carga e descarga do modelo numérico e os dados experimentais.

Por último, para a viga CB3, o comportamento do modelo aproximou-se dos resultados experimentais, principalmente no final do ensaio, onde conseguiu captar a redução de resistência e os ciclos de carga e descarga. A resistência para momentos negativos

nos ciclos iniciais apresentou resultados sobrestimados, enquanto que, para momentos positivos se observou uma estimativa ligeiramente inferior ao esperado em todos os ciclos.

Nas Tabelas 4.11 e 4.12 são apresentados os resultados dos modelos numéricos para os mesmos pontos notáveis das Tabelas 4.5 e 4.6. Por forma a identificar as discrepâncias encontradas, são também apresentados os erros relativos à previsão das forças máximas positivas e negativas das vigas em análise.

Tabela 4.11: Pontos notáveis do diagrama força deslocamento dos modelos numéricos das vigas VR2 e VPE, e erros encontrados relativamente aos modelos experimentais.

		VR2	VPE
Cedência (+)	Força (kN)	194.52	240.95
	Deslocamento (mm)	9.47	8.60
Cedência (-)	Força (kN)	-32.11	-42.68
	Deslocamento (mm)	2.80	-5.11
Força Máxima (+)	Força (kN)	208.42	257.66
	Deslocamento (mm)	109.99	24.16
Erro Força Máxima (+)	Força (%)	1.92	0.94
Força Máxima (-)	Força (kN)	-49.12	-57.71
	Deslocamento (mm)	2.39	-6.15
Erro Força Máxima (-)	Força (%)	5.01	29.80

Tabela 4.12: Pontos notáveis do diagrama força deslocamento dos modelos numéricos das vigas CB1, CB2 e CB3, e erros encontrados relativamente aos modelos experimentais.

		CB1	CB2	CB3
Cedência (+)	Força (kN)	96.77	125.5	137.79
	Deslocamento (mm)	10.87	7.07	6.97
Cedência (-)	Força (kN)	-32.84	-41.18	-30.46
	Deslocamento (mm)	-2.76	-5.49	-4.31
Força Máxima (+)	Força (kN)	101.58	132.62	152.60
	Deslocamento (mm)	158.71	28.20	27.35
Erro Força Máxima (+)	Força (%)	1.28	4.51	9.24
Força Máxima (-)	Força (kN)	-39.41	-51.15	-44.93
	Deslocamento (mm)	16.33	-5.08	-5.73
Erro Força Máxima (-)	Força (%)	18.00	0.88	17.72

Como se pode observar, no que diz respeito à força máxima positiva, a modelação numérica conseguiu prever o comportamento das vigas com erros entre os 0.94% (força máxima da VPE) e os 9.24% (força máxima da CB3). Relativamente à força máxima negativa, os erros relativos são superiores, atingindo valores entre os 0.88% (força máxima negativa da CB2) e os 29.80% (força máxima negativa da VPE).

Como anteriormente referido, o material *Steel02* adotado para as armaduras ordinárias e cordões de pré-esforço não aderente apresenta endurecimento linear, sem definição de uma tensão/extensão última como parâmetro de calibração. Nos resultados obtidos, verifica-se que o comportamento histerético deste material determina o andamento da

curva envolvente dos modelos numéricos não reforçados, observando-se um aumento progressivo nas forças máximas atingidas ao longo do procedimento de carga. Deste modo, não se considerou adequado aplicar o critério de rotura utilizado para as vigas experimentais (85% da força máxima atingida), tendo sido necessário analisar as curvas tensão-extensão e força última dos materiais para a determinação do ponto de rotura. Nas Figuras 4.22 a 4.29 apresentam-se os resultados obtidos para as fibras de betão, aço e, quando aplicável, cordões de pré-esforço dos modelos das vigas VR2, VPE, CB1, CB2 e CB3, na respetiva ordem.

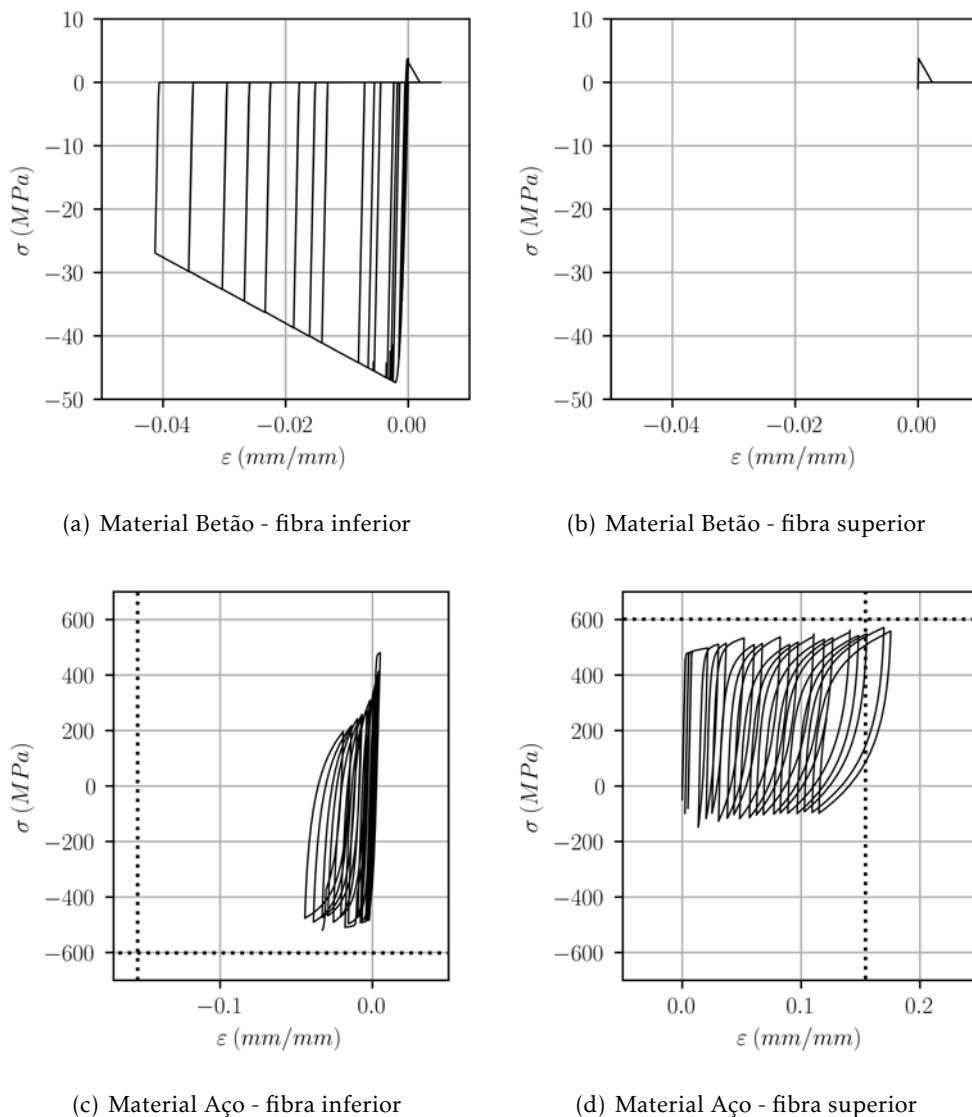
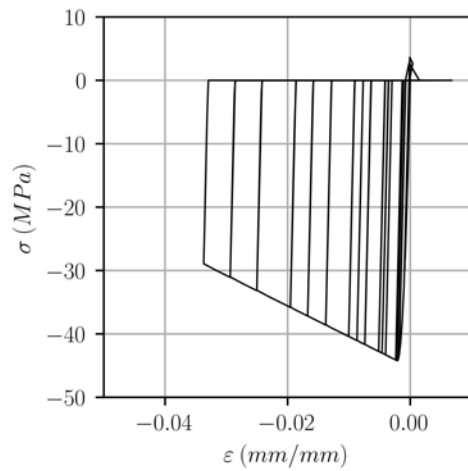
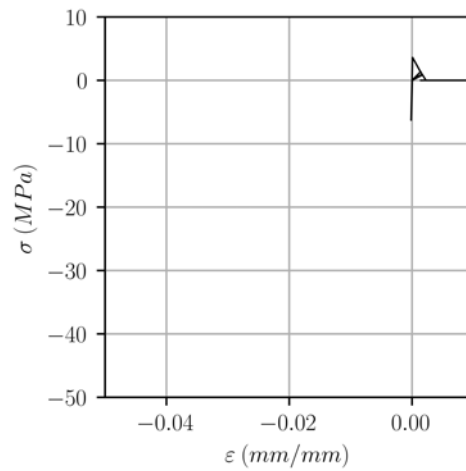


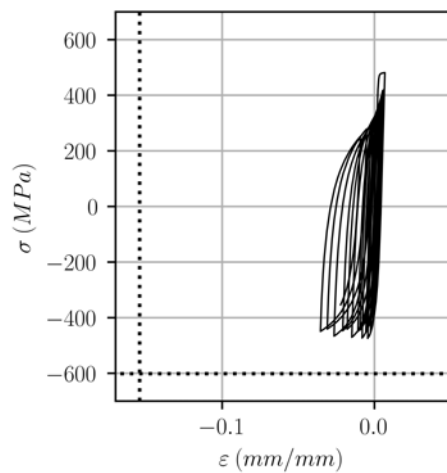
Figura 4.22: Curva tensão-extensão das fibras de betão (*Concrete02*) e aço (armaduras ordinárias - *Steel02*) no modelo da viga VR2, para a primeira secção do elemento 1 (zona do encastramento).



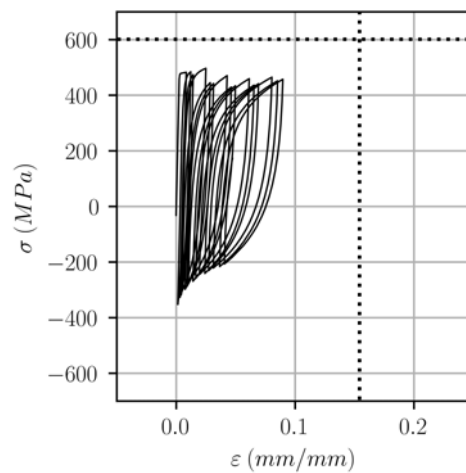
(a) Material Betão - fibra inferior



(b) Material Betão - fibra superior

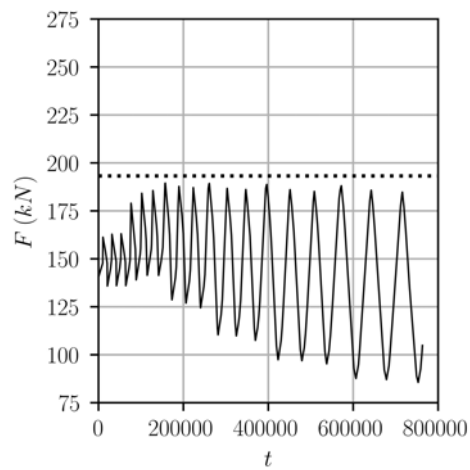


(c) Material Aço - fibra inferior



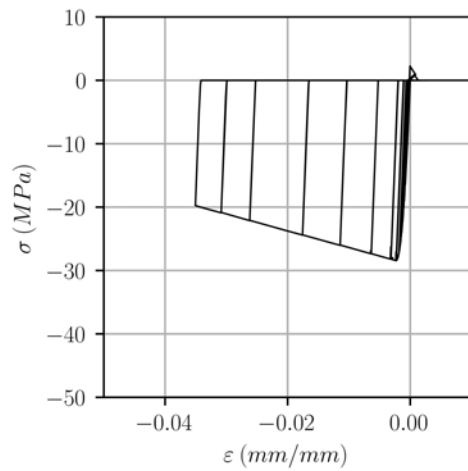
(d) Material Aço - fibra superior

Figura 4.23: Curva tensão-extensão das fibras de betão (*Concrete02*) e aço (armaduras ordinárias - *Steel02*) no modelo da viga VPE, para a primeira secção do elemento 1 (zona do encastramento).

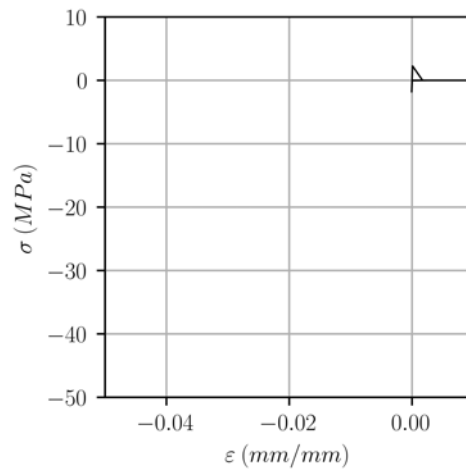


(a) Cordão de Pré-Esforço Não Aderente

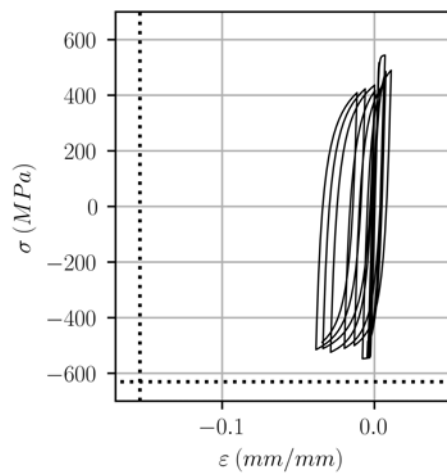
Figura 4.24: Força de pré-esforço no cordão não aderente (*Bond SP01*) no modelo da viga VPE (elemento do tipo *truss*).



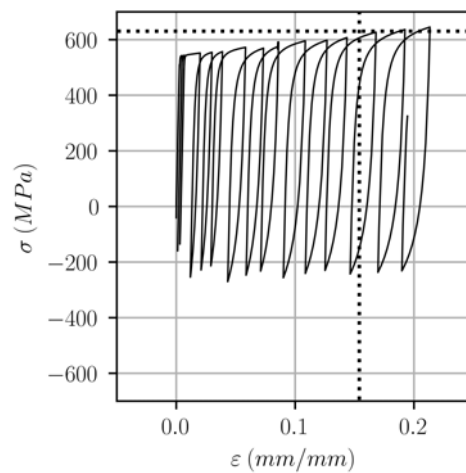
(a) Material Betão - fibra inferior



(b) Material Betão - fibra superior

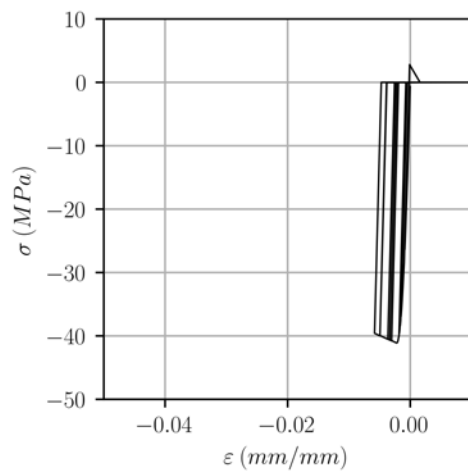


(c) Material Aço - fibra inferior

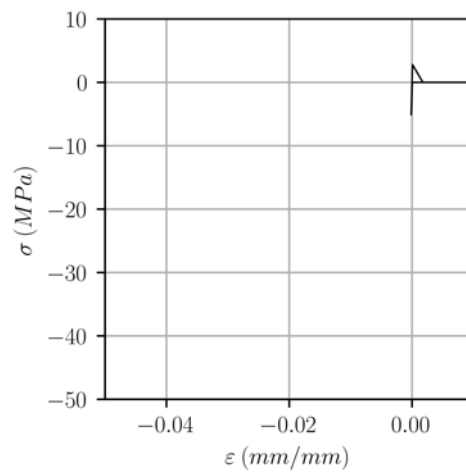


(d) Material Aço - fibra superior

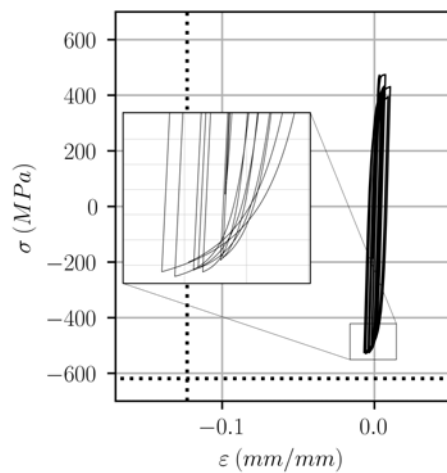
Figura 4.25: Curva tensão-extensão das fibras de betão (*Concrete02*) e aço (armaduras ordinárias - *Steel02*) no modelo da viga CB1, para a primeira secção do elemento 1 (zona do encastramento).



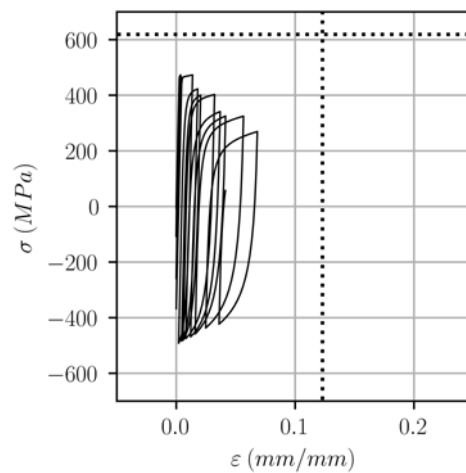
(a) Material Betão - fibra inferior



(b) Material Betão - fibra superior

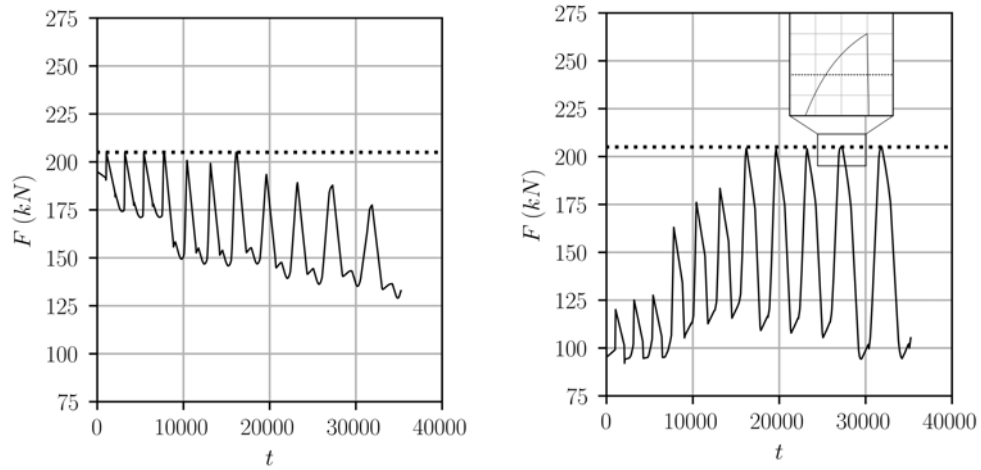


(c) Material Aço - fibra inferior

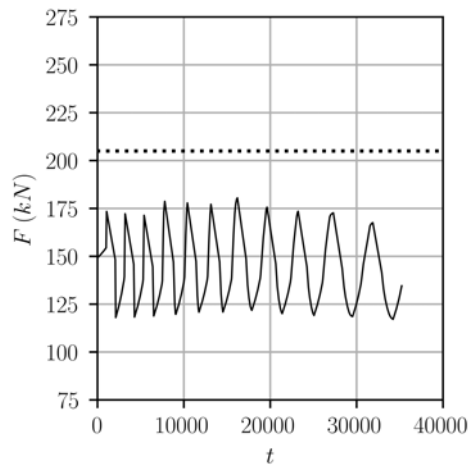


(d) Material Aço - fibra superior

Figura 4.26: Curva tensão-extensão das fibras de betão (*Concrete02*) e aço (armaduras ordinárias - *Steel02*) no modelo da viga CB2, para a primeira secção do elemento 1 (zona do encastramento).

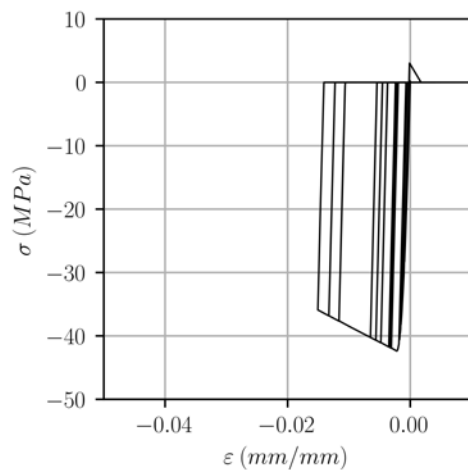


(a) Cordão de Pré-Esforço Aderente - *zero-length section element* (b) Cordão de Pré-Esforço Não Aderente - elemento do tipo *truss*

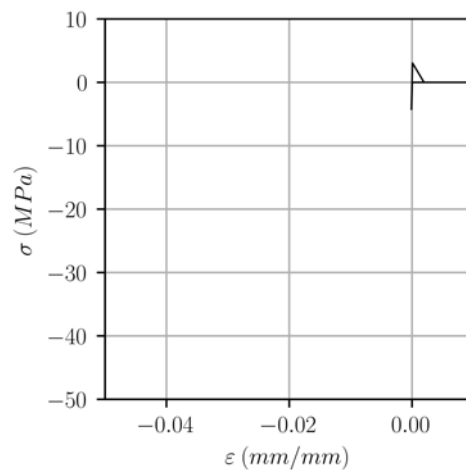


(c) Cordão de Pré-Esforço Aderente - elemento do tipo *truss*

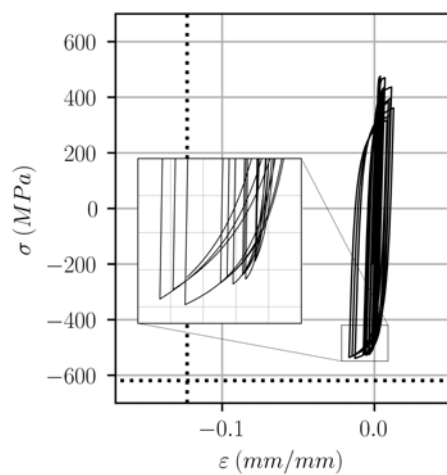
Figura 4.27: Força de pré-esforço no trecho do cordão aderente (*Bond SP01*) e não aderente (*Steel02*) no modelo da viga CB2, para o *zero-length section element* e elementos do tipo *truss*.



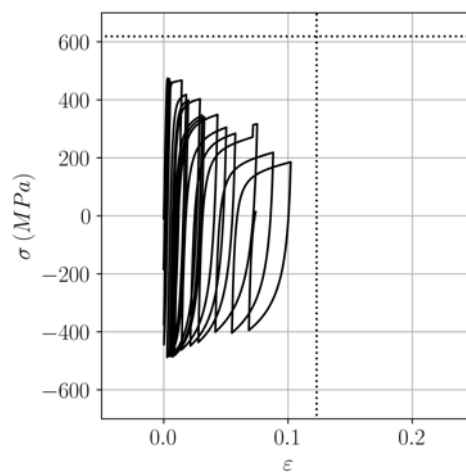
(a) Material Betão - fibra inferior



(b) Material Betão - fibra superior

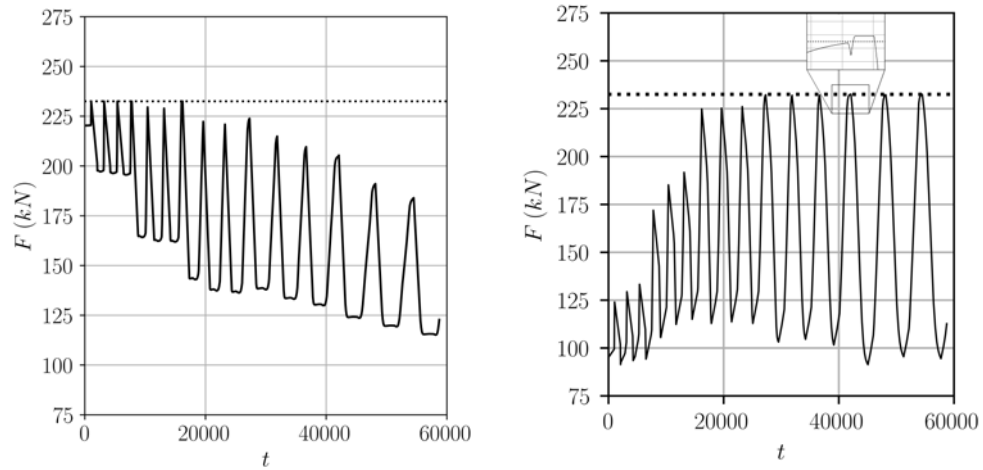


(c) Material Aço - fibra inferior

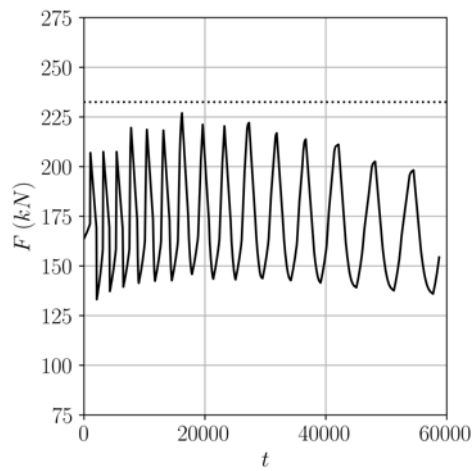


(d) Material Aço - fibra superior

Figura 4.28: Curva tensão-extensão das fibras de betão (*Concrete02*) e aço (armaduras ordinárias - *Steel02*) no modelo da viga CB3, para a primeira secção do elemento 1 (zona do encastramento).



(a) Cordão de Pré-Esforço Aderente - *zero-length section element* (b) Cordão de Pré-Esforço Não Aderente - elemento do tipo *truss*



(c) Cordão de Pré-Esforço Aderente - elemento do tipo *truss*

Figura 4.29: Força de pré-esforço no trecho do cordão aderente (*Bond SP01*) e não aderente (*Steel02*) no modelo da viga CB3, para o *zero-length section element* e elementos do tipo *truss*.

Como se pode observar nas Figuras 4.22 a 4.29, e seria de esperar devido ao sentido da carga gravítica imposta, as (a) fibras de betão inferior de todos os modelos encontram-se sujeitas essencialmente a tensões de compressão (-) e as (b) fibras superiores a esforços de tração (+). Tal acontece dado que, após o início da não linearidade nas armaduras superiores, a inversão do sentido da carga não é suficiente para fechar as fendas existentes no topo da viga (b), impedindo a mobilização do betão à compressão. Paralelamente, as (a) fibras inferiores deixam de ficar sujeitas a esforços de tração após a fendilhação do betão. É de salientar que a tensão de rotura do betão à compressão é atingida em todos os modelos.

No que diz respeito às fibras dos varões de aço, observa-se uma maior acumulação de deformações residuais no sentido da aplicação da carga gravítica, ou seja, nas fibras superiores (d) (sujeitas a esforços de tração). Este efeito sobrepõem-se à diminuição de deformação esperada devido à armadura da laje. Verifica-se ainda a deformação plástica das fibras inferiores (c), que se encontram essencialmente à compressão.

A magnitude das deformações plásticas à compressão observadas nas fibras dos varões inferiores das vigas VR2 e VPE (Figura 4.22 c) e 4.23 c)) vão ao encontro do observado durante o procedimento experimental, com a encurvadura deste material sem que, no entanto, tenham sido atingidas as extensões últimas. É de salientar que, contrariamente ao verificado experimentalmente, as extensões últimas do aço à tração foram atingidas nos últimos ciclos do procedimento no modelo numérico da viga VR2 (Figura 4.22 d)).

Ainda sobre os resultados obtidos para a viga VPE, na Figura 4.24 a) é possível verificar que, conforme observado experimentalmente, a carga de rotura do cordão de pré-esforço não aderente não foi atingida.

No que diz respeito à simulação numérica do comportamento da viga CB1, o modelo foi igualmente capaz de simular a rotura ocorrida na armadura superior da viga (Figura 4.25 d)), com o exceder da extensão e tensão última do aço no 12.º e 13.º ciclo, respetivamente, um pouco antes do resultado experimental (15º ciclo). Nas fibras do modelo numérico correspondentes à armadura inferior, verificou-se a acumulação de deformações plásticas, o que não foi observado no ensaio experimental.

Relativamente às vigas CB2 e CB3, é possível observar na Figura 4.27 a) e 4.29 a) que a força de rotura das fibras correspondentes aos cordões de pré-esforço (205kN na CB2 e 232.5kN na CB3) nos *zero-length section elements* foi atingida, em ambos os casos, no 7.º ciclo. É, no entanto, de salientar que este valor foi apenas ultrapassado nos elementos do tipo *truss* no 10º ciclo do modelo da viga CB2 (Figura 4.27 b)) e 13.º ciclo da CB3 (Figura 4.29 b)). Nos ensaios experimentais realizados por Muhaj [49], a rotura dos cordões de pré-esforço ocorreu no 13.º ciclo, no caso da CB2, e 15.º ciclo, na CB3.

Ainda sobre as vigas CB2 e CB3, a deformação plástica das fibras correspondentes à armadura inferior dos modelos (Figura 4.26 c) e 4.28 c)) é um indicativo de que o modelo conseguiu igualmente captar a encurvadura dos varões evidenciada nos ensaios experimentais.

Face ao supracitado, os resultados obtidos na modelação desenvolvida na presente

dissertação foram considerados satisfatórios. Analisando globalmente as aproximações numéricas, foi possível simular o comportamento das vigas ensaiadas por Gião [58] e Muhaj [49], incluindo a sua capacidade de carga, início da cedência e rotura dos materiais que as constituíam.

CASO DE ESTUDO - PÓRTICOS REFORÇADOS

5.1 Considerações Gerais

O presente capítulo diz respeito à modelação do comportamento não linear em pórticos de betão armado reforçados com pré-esforço, quando sujeitos, simultaneamente, a cargas gravíticas e ações horizontais cíclicas alternadas.

Devido às condições de apoio e sistema de carregamento possível em laboratório, os ensaios dos modelos experimentais desenvolvidos por Gião [58] e Muhaj [49] só visavam a zona do apoio, sendo apenas possível observar a formação de uma rótula plástica junto ao encastramento. Como já referido, numa estrutura real, dependendo da relação entre o esforço transversal devido às cargas gravíticas e o esforço transversal correspondente à ação horizontal, para além das rótulas plásticas localizadas junto à ligação com os pilares, poderão formar-se rótulas adicionais no vão das vigas (rótulas unidireccionais). Para o estudo deste fenómeno foi necessário transpor para estruturas porticadas a geometria das vigas ensaiadas e aplicar a história de carregamentos utilizado.

Deste modo, recorrendo aos resultados obtidos no Capítulo 4 para a calibração das vigas CB1 e CB3, foram desenvolvidos modelos numéricos de pórticos de um piso. Por uma questão de limitação de tempo, e por se considerar que os resultados desta análise seriam suficientes para alcançar as conclusões pretendidas, optou-se por apenas analisar estes dois modelos. A escolha das vigas CB1 e CB3 justifica-se por esta última corresponder à solução de reforço que resultou num maior acréscimo de resistência (com uma força máxima cerca de 39% superior) e a primeira ser o respetivo modelo de referência.

Com o estudo dos pórticos pretendeu-se simular o comportamento de roturas unidireccionais e reversíveis, analisando paralelamente a resposta histerética das secções condicionantes e o desempenho global de cada um dos modelos. Foram ainda analisados os indicadores de desempenho e parâmetros de dano descritos no Capítulo 2, por forma a permitir a comparação dos resultados obtidos pelos dois modelos numéricos quando sujeitos a uma história de carregamentos similar à descrita no Capítulo 4.

5.2 Modelação Numérica

A modelação numérica para o estudo dos pórticos de betão armado reforçados com pré-esforço desenvolveu-se seguindo a metodologia apresentada na Secção 4.3.1 a 4.3.3 da presente dissertação, com as devidas adaptações à geometria do modelo global.

Na Figura 5.1 apresenta-se a discretização geral dos modelos dos pórticos com a geometria das vigas CB1 e CB3, daqui em diante designados por pórticos CB1 e CB3.

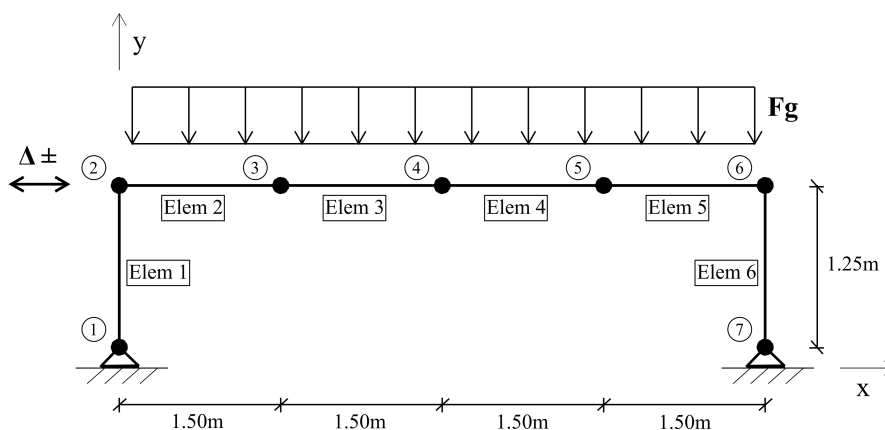


Figura 5.1: Representação esquemática dos modelos de pórtico, com a identificação da numeração dos nós e elementos.

As vigas dos pórticos foram simuladas utilizando 4 elementos de plasticidade distribuída com 1,5m cada, perfazendo um vão com uma extensão total de 6,0m. Cada um dos elementos, de forma idêntica ao efetuado no Capítulo 4, foi dividido em 3 sub-elementos com os comprimentos apresentados na Tabela 5.1. Os sub-elementos 1 e 2, de maior extensão, foram discretizados admitindo 3 pontos de integração, enquanto no elemento 3 se considerou 2 pontos.

Tabela 5.1: Comprimento dos sub-elementos utilizados na modelação dos pórticos (*nonlinearBeamColumn*).

Identificação do Pórtico	Sub-elemento 1 (m)	Sub-elemento 2 (m)	Sub-elemento 3 (m)
CB1	0.759	0.492	0.249
CB3	0.880	0.590	0.030

Em consonância com o procedimento adotado na calibração das vigas, o efeito do escorregamento das armaduras ordinárias junto à ligação com os pilares foi simulado através da consideração de elementos fictícios de comprimento nulo (*zero-length section element*), associando às fibras de aço o comportamento do material *Bond SP01*. O efeito da deformação por corte foi, por sua vez, agregado a cada um dos elementos *nonlinearBeamColumn* e *zero-length section element* da viga.

Na Figura 5.2 pode observar-se uma representação esquemática da disposição dos sub-elementos que constituem os 4 elementos de plasticidade distribuída e os elementos fictícios considerados.

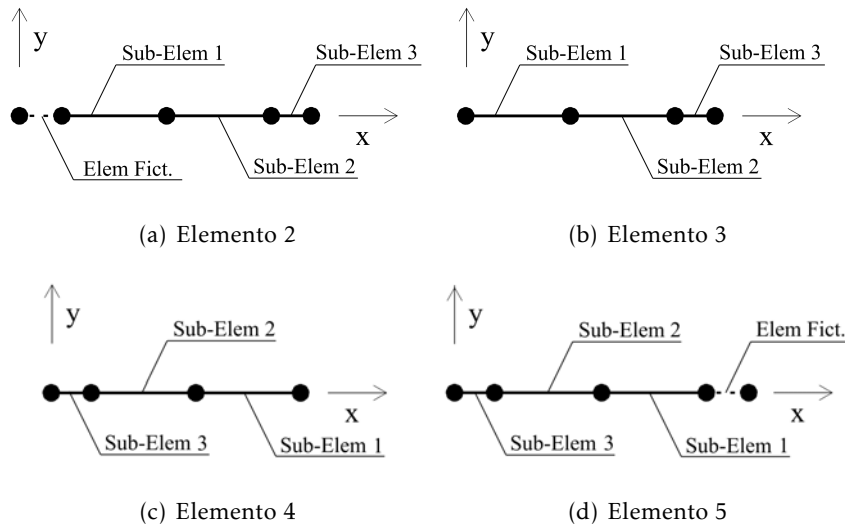


Figura 5.2: Representação esquemática dos sub-elementos e elementos fictícios utilizados na modelação dos pórticos.

Os cordões de pré-esforço, por sua vez, foram modelados de forma idêntica ao descrito no Capítulo 4 para o pórtico com a geometria da viga CB3 (Figura 5.3).

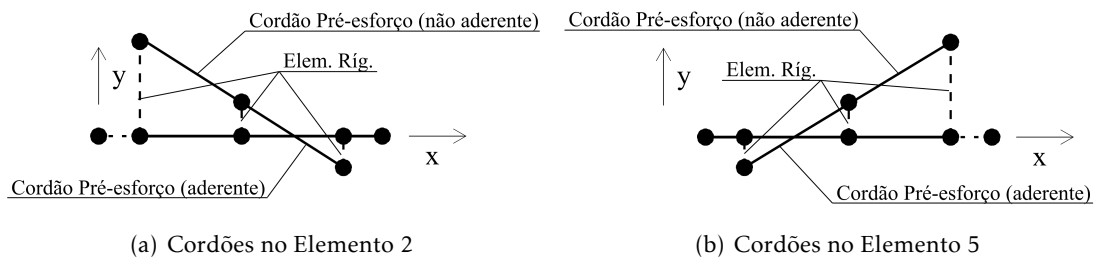


Figura 5.3: Representação esquemática dos cordões de pré-esforço do modelo numérico do pórtico CB3.

Por forma a simplificar a designação das secções dos pontos de integração considerados ao longo dos sub-elementos, daqui a diante a sua localização será denominada por "[*ponto de integração*].[*sub-elemento*].[*elemento*]". Assim, a secção do primeiro ponto de integração do sub-elemento 1 do elemento 2 será designada por *Secção 1.1.2* e a secção do último ponto de integração do sub-elemento 1 do elemento 5 será designada por *Secção 3.1.5*. Na Figura 5.4 apresenta-se uma representação esquemática da designação utilizada para as secções dos vários pontos de integração.

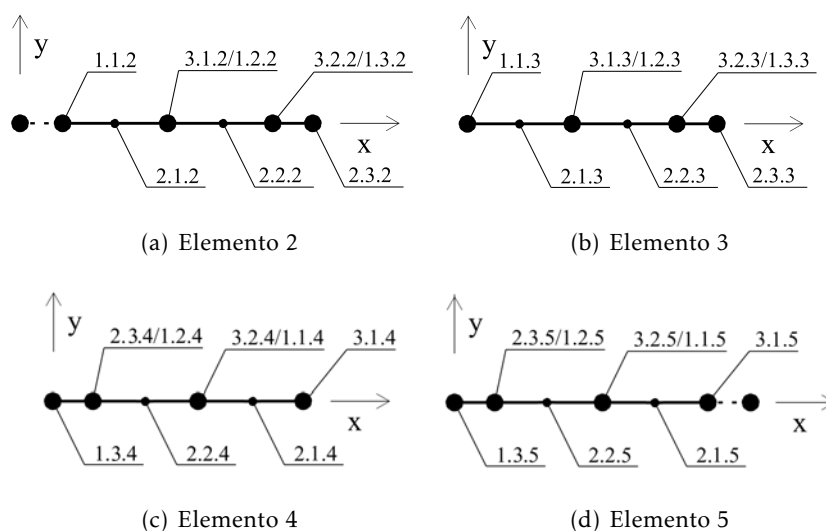


Figura 5.4: Representação esquemática da designação das secções dos vários pontos de integração considerados na modelação dos pórticos.

Foram considerados pilares com comportamento elástico linear, de secção quadrada de $0.50m \times 0.50m$, com comprimento igual a metade da altura de um piso de $2.5m$, rotulados na base (ponto de inflexão da deformada de um pilar não contraventado). Os pilares foram modelados através de elementos *elasticBeamColumn*, com módulo de elasticidade igual ao aço das vigas ($200GPa$).

Os pórticos foram submetidos a uma história de carregamentos idêntica à aplicada às vigas. Conforme representado na Figura 5.1, a carga gravítica foi aplicada a cada um dos sub-elementos através de um carregamento distribuído, cujo valor correspondeu à força capaz de produzir, na zona de ligação da viga com o pilar do pórtico CB1, o mesmo momento flector verificado nos apoios da viga de referência (CB1). Assim, aplicou-se em ambos os pórticos uma carga gravítica de $20.6kN/m$.

A história de deslocamentos horizontais (Δ), por sua vez, foi aplicada ao primeiro nó da viga, nó 2, com deslocamentos sucessivamente superiores, com incrementos iguais a $5.47mm$ (d_0), até se atingir a rotura. O valor dos incrementos, d_0 , foi inicialmente determinado considerando a imposição de 8 patamares de carga até um *drift* de 3.5% [1], ou seja, $d_0 = \frac{drift_{3.5\%}}{8}$. No entanto, face aos resultados obtidos, para atingir a rotura foi necessário aplicar deslocamentos superiores. Na Figura 5.5 encontra-se a representação gráfica da amplitude dos deslocamentos impostos, onde é possível observar que cada um dos ciclos de deslocamento alvo foi aplicado três vezes.

Importa clarificar que, conforme identificado na Figura 5.1, a imposição de deslocamentos positivos corresponde à imposição de deslocamento no sentido positivo do eixo das abcissas.

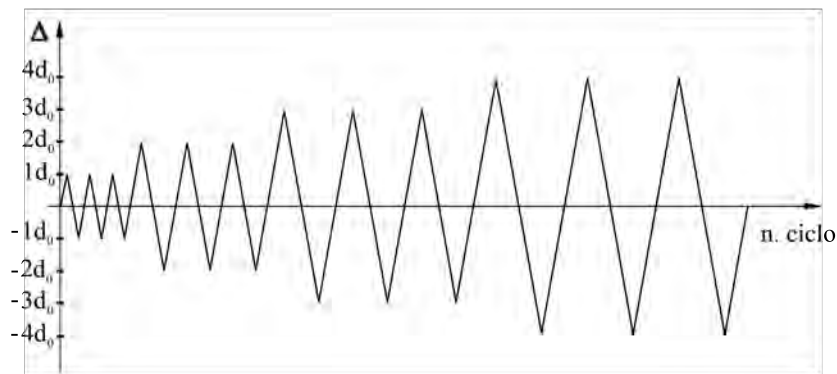
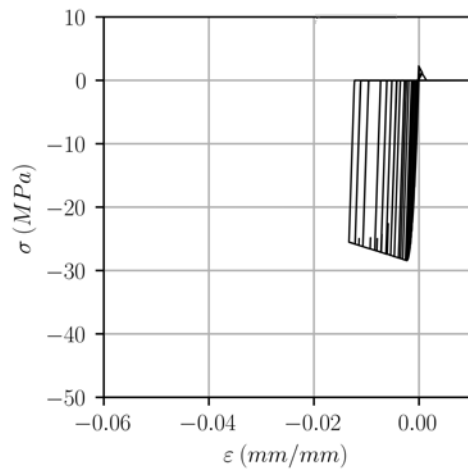


Figura 5.5: Representação esquemática da história de deslocamentos horizontais impostos.

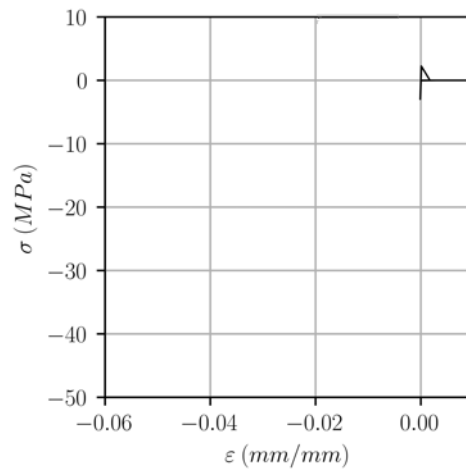
5.3 Resultados

5.3.1 Pórtico CB1

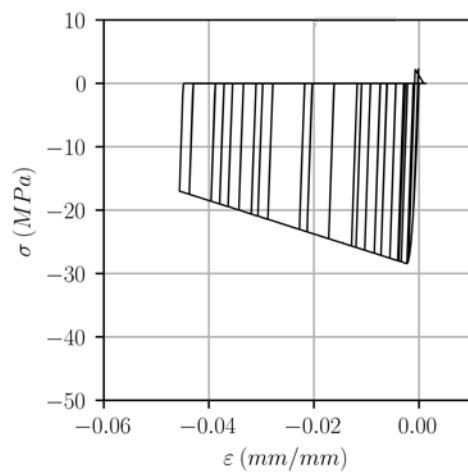
O estudo do comportamento do pórtico CB1 iniciou-se com a determinação do momento onde ocorre a rotura. Para tal, foram analisadas as curvas tensão-extensão dos materiais que constituem as secções mais solicitadas da viga, neste caso, o primeiro ponto de integração do sub-elemento 1 do elemento 2 (*Secção 1.1.2*) e último ponto de integração do sub-elemento 1 do elemento 5 (*Secção 3.1.5*), ou seja, os pontos de integração junto à ligação com os pilares. Nas Figuras 5.6 e 5.7 apresentam-se os resultados obtidos para as fibras de betão e aço das armaduras ordinárias destas secções, identificando a tracejado a tensão e extensão última do material aço (*Steel02*). Para a obtenção destes resultados, o pórtico foi submetido ao procedimento de carga descrito anteriormente, correspondendo à imposição da carga gravítica e uma história de carregamentos horizontais com amplitude máxima igual a $9 \times d_0$, perfazendo um total de 27 ciclos.



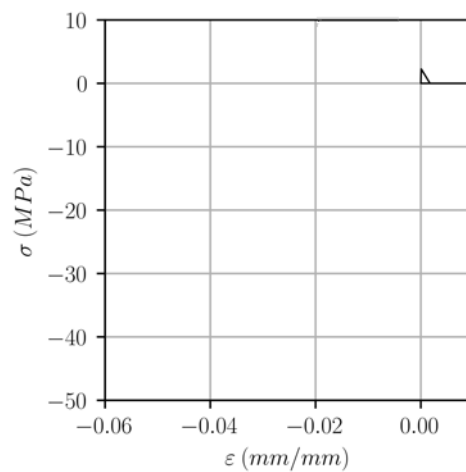
(a) *Secção 1.1.2 - fibra inf.*



(b) *Secção 1.1.2 - fibra sup.*

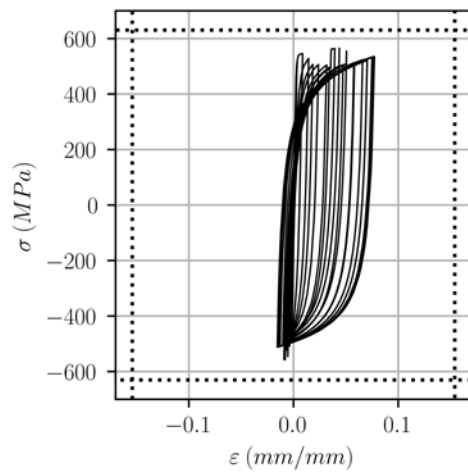


(c) *Secção 3.1.5 - fibra inf.*

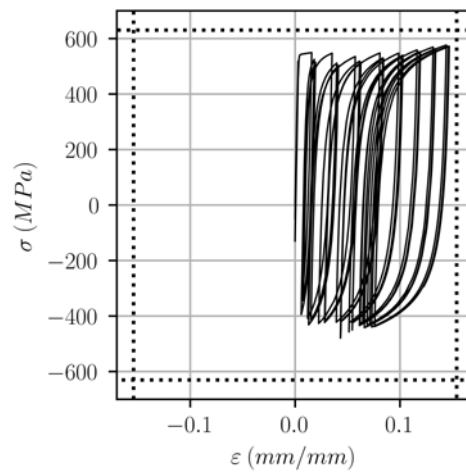


(d) *Secção 3.1.5 - fibra sup.*

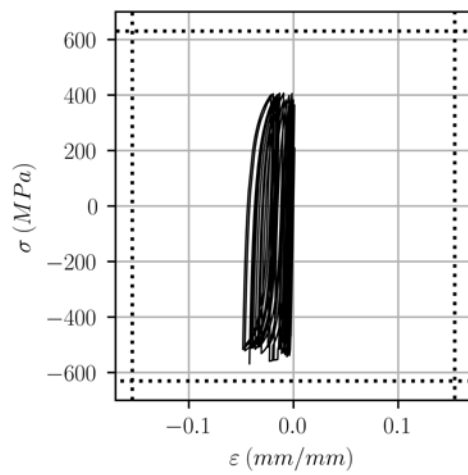
Figura 5.6: Curvas tensão-extensão das fibras de betão (*Concrete02*) da *Secção 1.1.2* e *3.1.5* da viga do modelo do pórtico CB1.



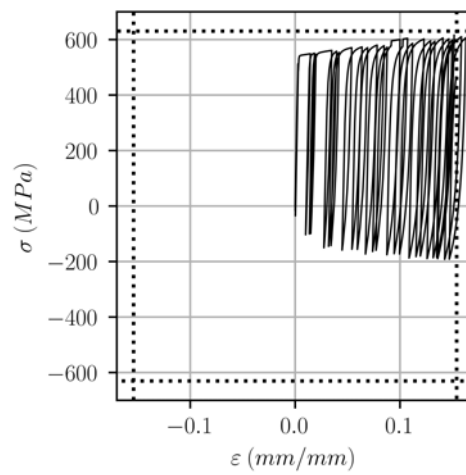
(a) Secção 1.1.2 - fibra inf.



(b) Secção 1.1.2 - fibra sup.



(c) Secção 3.1.5 - fibra inf.



(d) Secção 3.1.5 - fibra sup.

Figura 5.7: Curvas tensão-extensão das fibras de aço (*Steel02*) da Secção 1.1.2 e 3.1.5 da viga do modelo do pórtico CB1.

Analisando o comportamento histerético dos materiais, nomeadamente a Figura 5.7 (d), verifica-se que a rotura ocorre nas fibras de aço da armadura superior da *Secção* 3.1.5 no início da imposição do ciclo 26 (segunda imposição do deslocamento alvo = $9 \times d_0$). As fibras em análise dos restantes materiais das *Secções* 1.1.2 e 3.1.5 não ultrapassam as respetivas tensões/extensões últimas.

Determinada a rotura, os resultados do pórtico CB1 apresentados de agora em diante apenas dizem respeito ao procedimento de carga até este ponto ter sido atingido.

No que diz respeito ao comportamento global do pórtico, na Figura 5.8 apresenta-se o deslocamento horizontal dos nós 2 e 6 (ver Figura 5.1). Neste diagrama é possível verificar que o deslocamento do nó 2 permanece centrado relativamente à origem (coordenada zero), enquanto que no nó 6 ocorre a acumulação de deformação da viga no sentido positivo (deslocamento para a direita do pórtico que inicia a imposição das ações horizontais). Como seria de esperar, as diferenças no comprimento total da viga, também designadas por alongamento, aumentam ao longo do procedimento de carga, podendo justificar estas assimetrias.

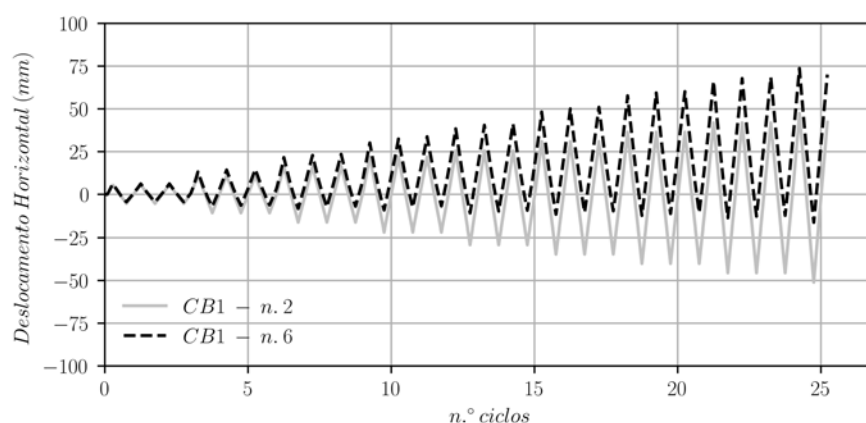


Figura 5.8: Deslocamento horizontal dos Nós 2 e 6 do pórtico CB1.

O comportamento dos nós centrais da viga (nó 3, 4 e 5 - Figura 5.1) indicia a formação de uma rótula unidirecional junto ao nó 5 (um quarto do vão) e duas rótulas reversíveis nas extremidades da viga (Figura 5.9). Até à formação da rótula unidirecional, o deslocamento vertical dos nós 3 e 5 permanece aproximadamente simétrico, com os dois nós a apresentar deslocamentos sucessivamente superiores. Com a plastificação da secção localizada a um quarto do vão, o deslocamento do nó 5 deixa de ser simétrico ao nó 3 e aproxima-se do nó 4.

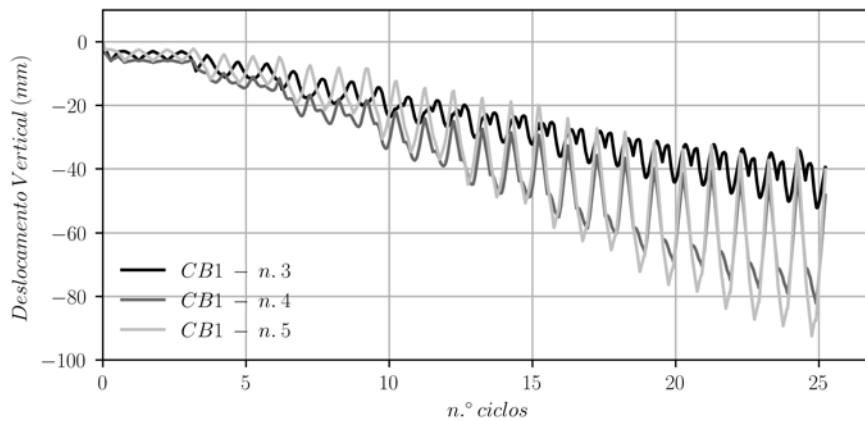


Figura 5.9: Deslocamento vertical dos Nós 3, 4 e 5 do pórtico CB1.

Por forma a melhor compreender o comportamento do nó 3, na Figura 5.11 apresentam-se as deformadas dos pontos notáveis assinalados junto ao início do ciclo 26 (ver Figura 5.10). Ao longo da imposição do deslocamento $-9 \times d_0$ que precede a rotura, o deslocamento vertical do nó 3 não é linear, observando-se uma inversão no seu sentido entre os instantes $P2$ e $P4$. Como se pode verificar na Figura 5.11, esta inversão é o resultado do desenvolvimento da rótula plástica do nó 5, que conduz, por compatibilização, a um aumento do deslocamento vertical do nó 3 (sentido positivo) quando os pilares passam pela sua posição indeformada (posição original).

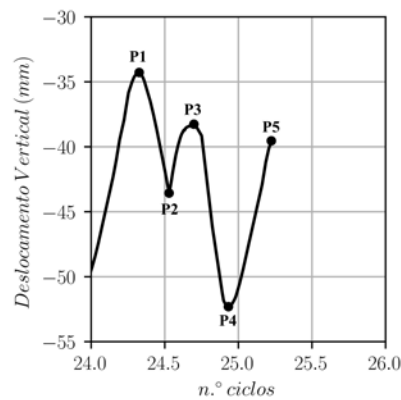


Figura 5.10: Deslocamento no nó 3 nos pontos notáveis próximos do ciclo 26 do procedimento de carga do pórtico CB1.

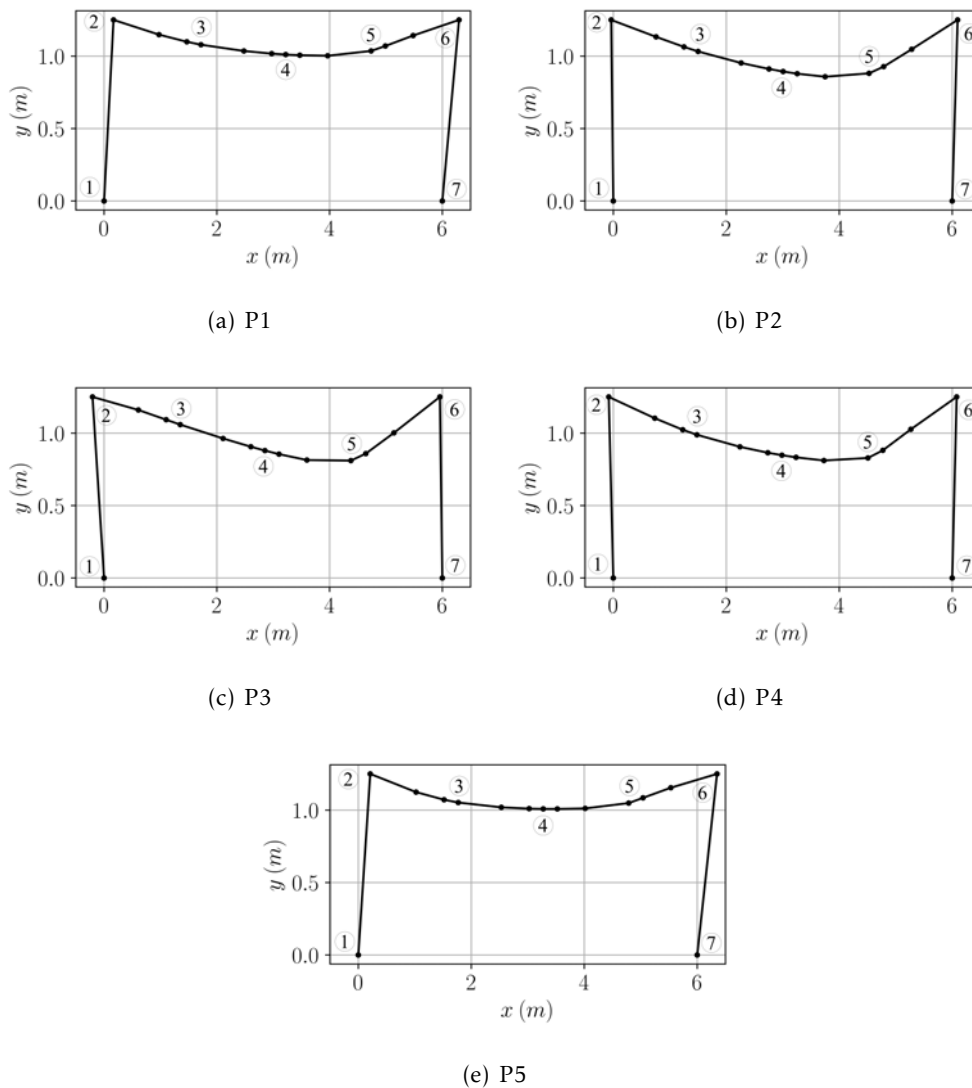
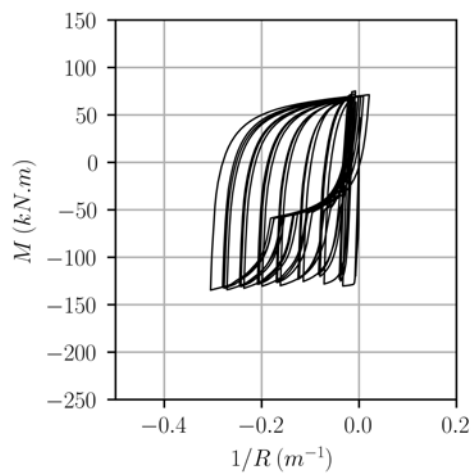


Figura 5.11: Configurações deformadas do pórtico CB1 junto ao ciclo 26 do procedimento de carga.

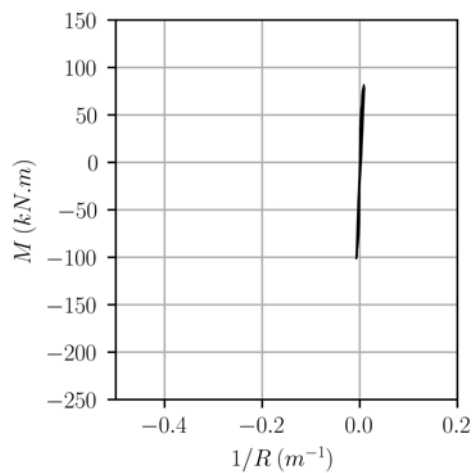
Os diagramas momento-curvatura (Figuras 5.12 e 5.13) referentes à resposta histerética das secções dos pontos de integração dos elementos 2 e 5 confirmam a ocorrência de uma rótula unidirecional junto ao nó 5 (*Secção* 1.3.5) e duas rótulas reversíveis nos nós 2 e 6 (*Secção* 1.1.2 e 3.1.5, respetivamente).

Enquanto as secções 1.1.2 e 3.1.5 apresentam uma maior exploração do comportamento não linear, essencialmente para momentos negativos, é possível observar que o momento positivo máximo ocorre a um quarto do vão (*Secção* 1.3.5), quando a direção de imposição de deslocamentos horizontais é positiva (deslocamento para a direita). Relativamente ao momento máximo positivo para deslocamentos horizontais negativos (deslocamento para a esquerda), as Figuras 5.12 (b) a (f) denotam o início da plastificação das secções nas proximidades de um quarto do vão. No entanto, pela ocorrência da rotura da fibra de aço (varão superior), o procedimento de carga foi interrompido e este comportamento não linear não foi explorado, não se verificando a formação de uma segunda rótula unidirecional.

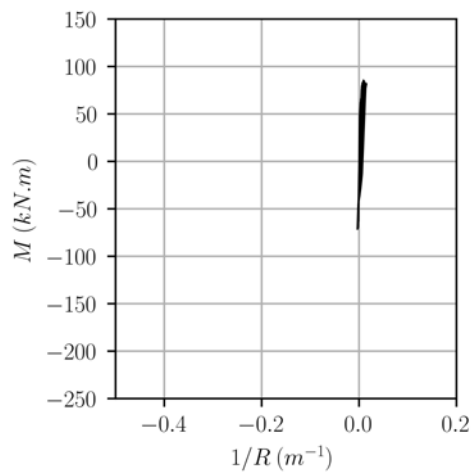
Apesar do carregamento e a geometria do pórtico serem simétricos, observou-se que a direção inicial da imposição dos deslocamentos horizontais influencia os resultados obtidos. Na verdade, após o início da cedência de uma das fibras que constituem as secções da viga do pórtico, as condições de carregamento e geometria referidas anteriormente deixa de se verificar, resultando numa resposta do pórtico não simétrica. Assim, se o procedimento de carga tivesse sido iniciado, após a aplicação da força gravítica, pela imposição de um deslocamento horizontal negativo, deduz-se que a rótula unidirecional teria surgido no elemento 2.



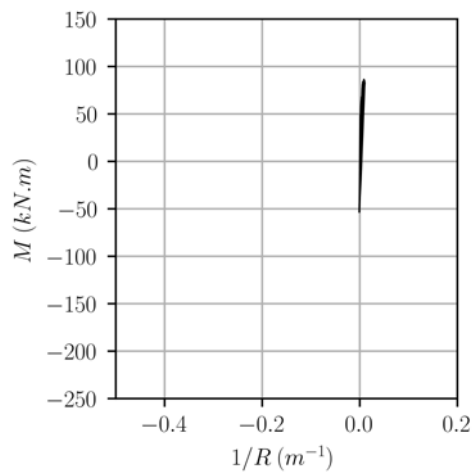
(a) Secção 1.1.2



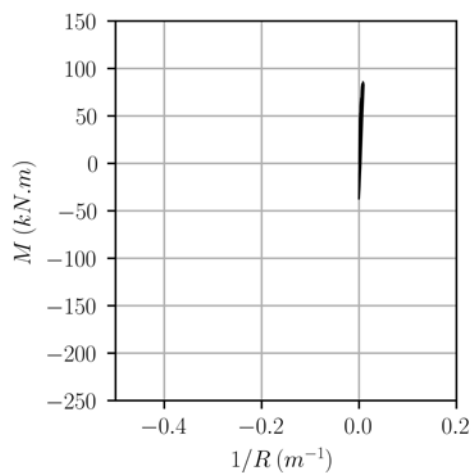
(b) Secção 2.1.2



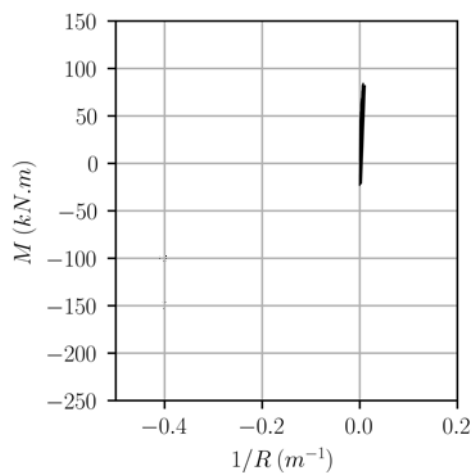
(c) Secção 3.1.2/1.2.2



(d) Secção 2.2.2

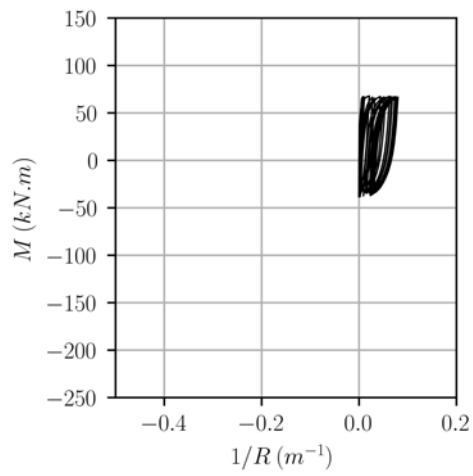


(e) Secção 3.2.2/1.3.2

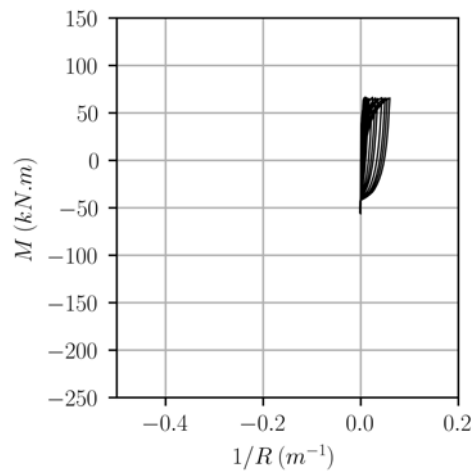


(f) Secção 2.3.2

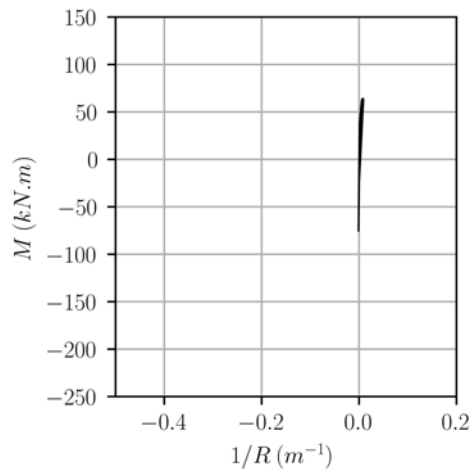
Figura 5.12: Diagramas Momento Curvatura do Elemento 2 do pórtico CB1.



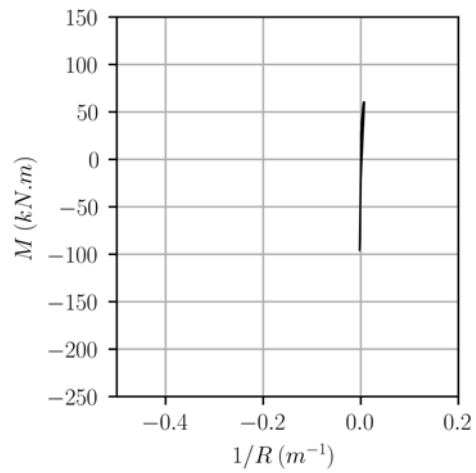
(a) Secção 1.3.5



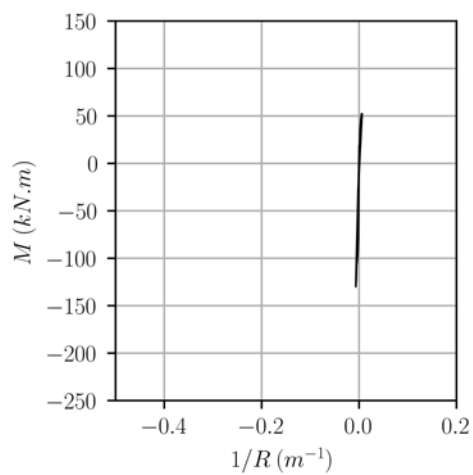
(b) Secção 2.3.5/1.2.5



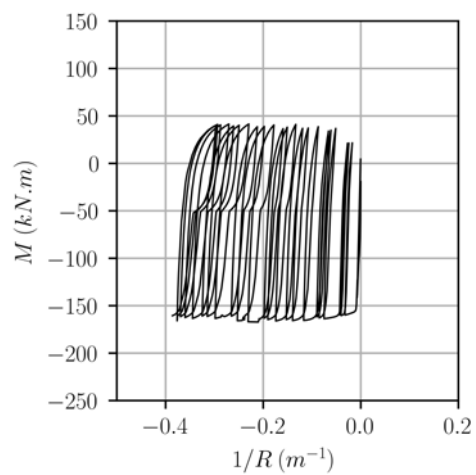
(c) Secção 2.2.5



(d) Secção 3.2.5/1.1.5



(e) Secção 2.1.5



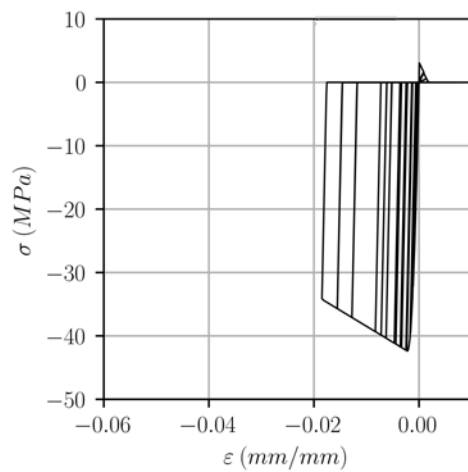
(f) Secção 3.1.5

Figura 5.13: Diagramas Momento Curvatura do Elemento 5 do pórtico CB1.

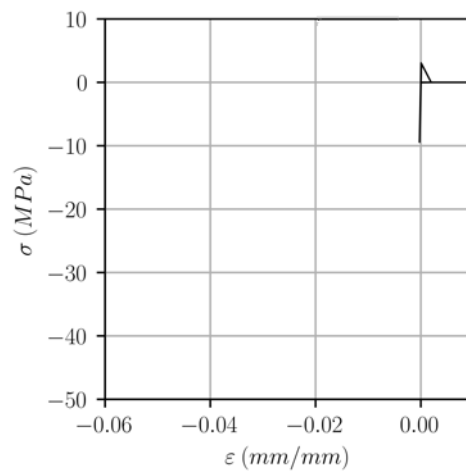
5.3.2 Pórtico CB3

Por forma a determinar o momento da rotura, de maneira idêntica ao efetuado para o pórtico CB1, procedeu-se à análise das curvas tensão-extensão dos materiais que constituem as secções mais solicitadas da viga do pórtico CB3. Para esta análise, o pórtico foi submetido ao procedimento de carga já descrito, implementando uma história de carregamentos horizontais com amplitude máxima igual a $9 \times d_0$, perfazendo um total de 27 ciclos, após a imposição da carga gravítica.

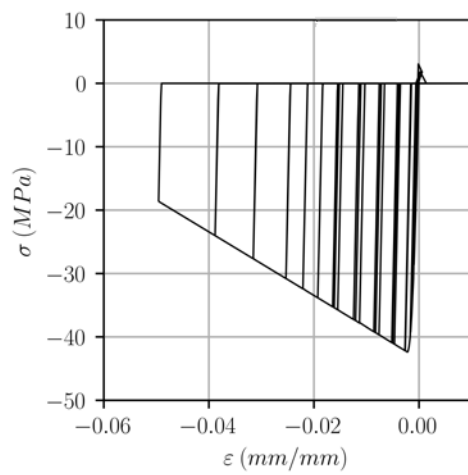
Nas Figuras 5.14 a 5.17 apresentam-se os resultados obtidos, com o comportamento dos materiais das secções mais solicitadas, identificando a tracejado a tensão e extensão última do material aço (*Steel02*) e força última dos cordões de pré-esforço (*Bond SP01*). Conforme se pode observar nas referidas figuras, a extensão última dos materiais é ultrapassada tanto na armadura superior da *Secção* 1.1.2 (ciclo 26) - Figura 5.15 b), como na *Secção* 3.1.5 (ciclo 26) - Figura 5.15 d). No entanto, a rotura ocorre previamente ao referido, no início do ciclo 25 (primeira imposição do deslocamento alvo = $9 \times d_0$), no segmento não aderente dos cordões de pré-esforço do elemento 5 (Figura 5.17 b)), com a força última de pré-esforço a ser ultrapassada. Importa referir que, nos restantes elementos que simulam o comportamento dos cordões de pré-esforço, nomeadamente os elementos fictícios de comprimento nulo, apesar de atingida a força última, como se verifica nas Figuras 5.16 e 5.17, esta não é ultrapassada.



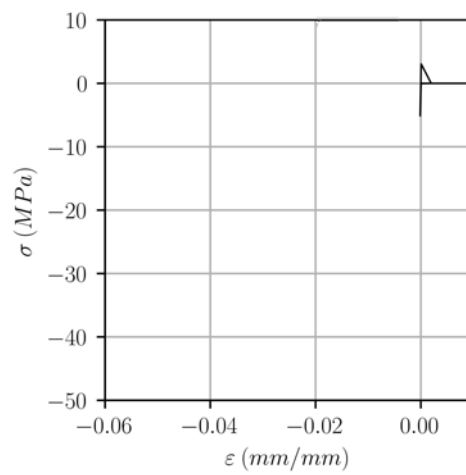
(a) Seção 1.1.2 - fibra inf.



(b) Seção 1.1.2 - fibra sup.

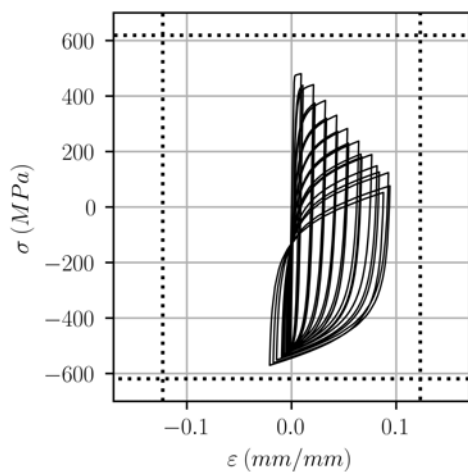


(c) Seção 3.1.5 - fibra inf.

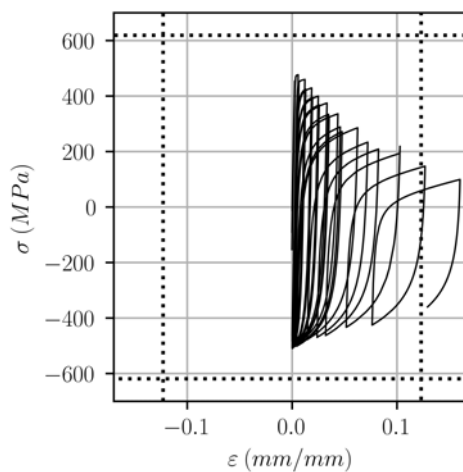


(d) Seção 3.1.5 - fibra sup.

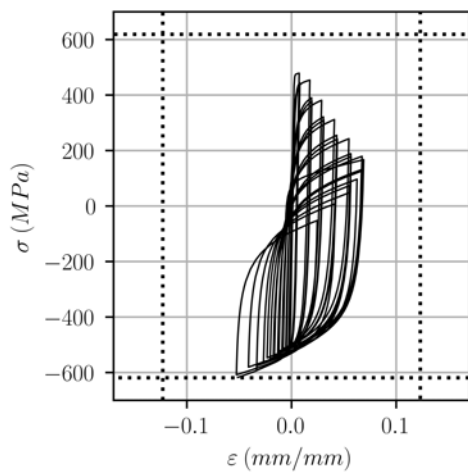
Figura 5.14: Curvas tensão-extensão das fibras de betão (*Concrete02*) da Seção 1.1.2 e 3.1.5 da viga do modelo do pórtico CB3.



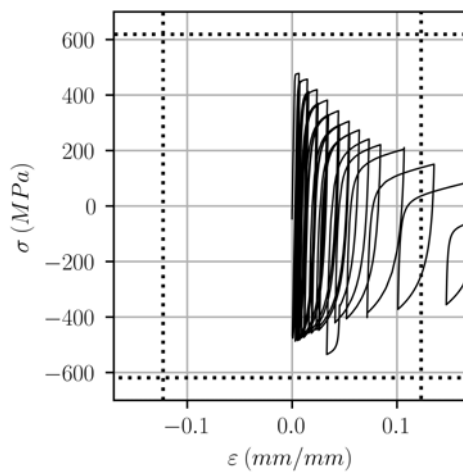
(a) Secção 1.1.2 - fibra inf.



(b) Secção 1.1.2 - fibra sup.

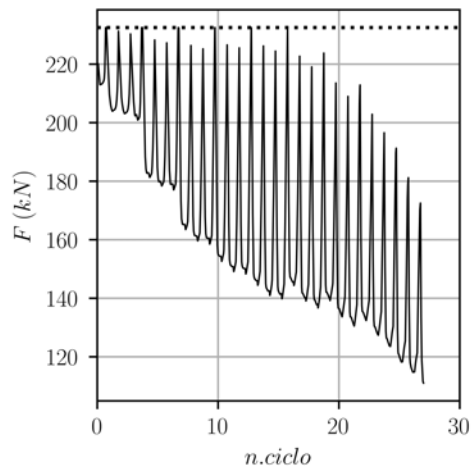
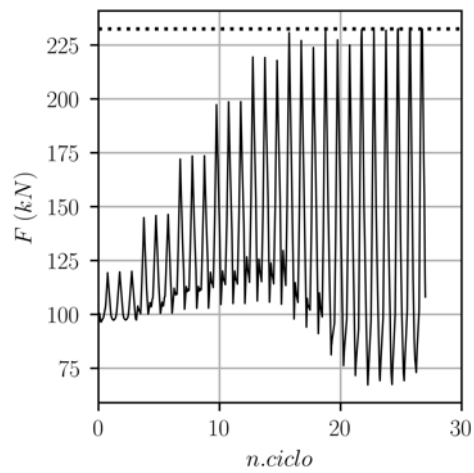


(c) Secção 3.1.5 - fibra inf.

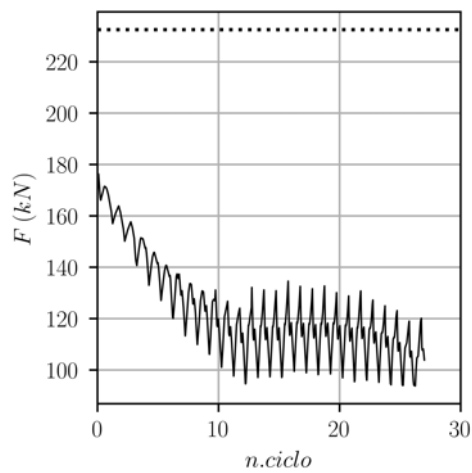


(d) Secção 3.1.5 - fibra sup.

Figura 5.15: Curvas tensão-extensão das fibras de aço (*Steel02*) da Secção 1.1.2 e 3.1.5 da viga do modelo do pórtico CB3.

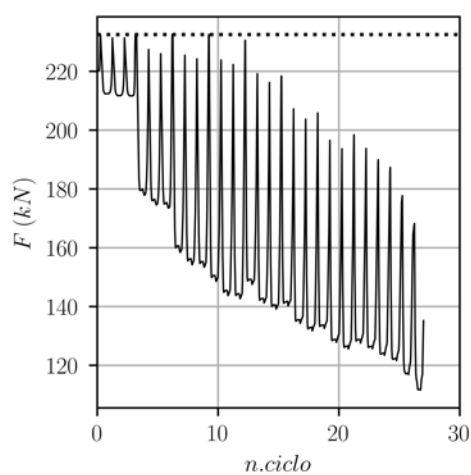
(a) Cordão de Pré-Esforço Aderente - *zero-length section element*

(b) Cordão de Pré-Esforço Não Aderente

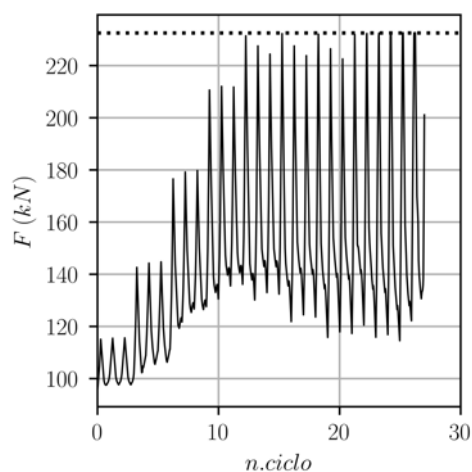


(c) Cordão de Pré-Esforço Aderente

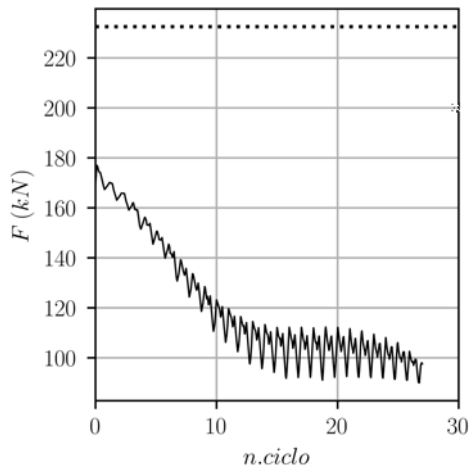
Figura 5.16: Força de pré-esforço no trecho do cordão aderente e não aderente (*Bond SP01*), e no elemento fictício *zero-length section element*, no elemento 2 do modelo da viga CB3.



(a) Cordão de Pré-Esforço Aderente - *zero-length section element*



(b) Cordão de Pré-Esforço Não Aderente



(c) Cordão de Pré-Esforço Aderente

Figura 5.17: Força de pré-esforço no trecho do cordão aderente e não aderente (*Bond SP01*), e no elemento fictício *zero-length section element*, no elemento 5 do modelo da viga CB3 (força última do material assinalada a tracejado).

Determinada a rotura, os resultados do pórtico CB3 apresentados de agora em diante apenas dizem respeito ao procedimento de carga até este ponto ter sido atingido.

Na Figura 5.18 apresenta-se o deslocamento horizontal dos nós das extremidades da viga (nó 2 e 6). Como se pode observar, o comportamento do pórtico permanece centrado relativamente à origem. Comparativamente com o pórtico de referência, neste caso, o alongamento da viga, que resulta na acumulação de deslocamentos horizontais no nó 6, é substancialmente menos pronunciado, demonstrando a melhoria do comportamento histerético da solução reforçada.

Esta melhoria é igualmente observada nos deslocamentos verticais dos nós centrais da viga (Figura 5.19). Verifica-se uma redução acentuada na acumulação de deformação, com o nó 4 a apresentar deslocamentos superiores aos restantes, mas não totalmente dispare. De igual forma, o deslocamento vertical do nó 5 permanece semelhante ao do nó 3, fazendo prever que, durante a imposição do procedimento de carga em análise, apenas se formam rótulas reversíveis nos nós de extremidade. Importa ainda notar o aumento das deformações residuais que se verifica após o ciclo n.º21.

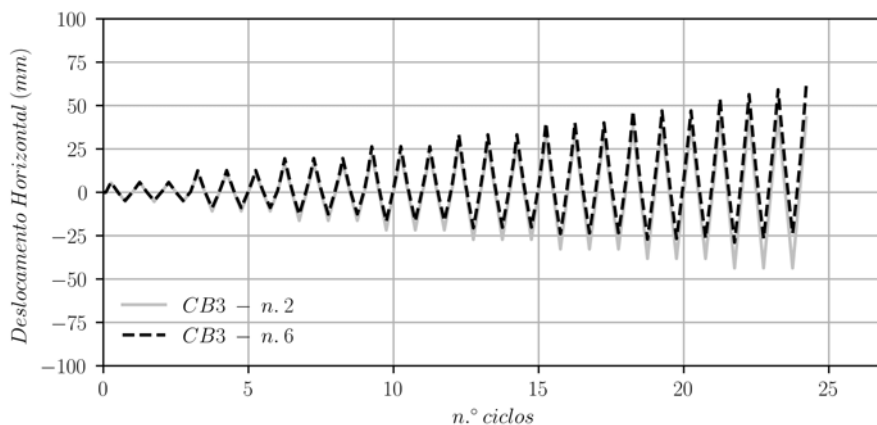


Figura 5.18: Deslocamento horizontal dos Nós 2 e 6 do pórtico CB3.

Analisando o comportamentos dos materiais constituintes da *Secção* 3.1.5 na proximidade deste ciclo, verifica-se um aumento da deformação plástica da armadura superior após a imposição de deslocamentos horizontais superiores a $8 \times d_0$ (Figura 5.20). Até ao ciclo n.º 21, a deformação residual do material manteve-se aproximadamente constante dentro dos ciclos com a mesma amplitude de deslocamentos alvo. No entanto, com a imposição de deslocamentos superiores a $8 \times d_0$, verificou-se um aumento significativo do comportamento plástico entre ciclos com amplitudes de deslocamento iguais.

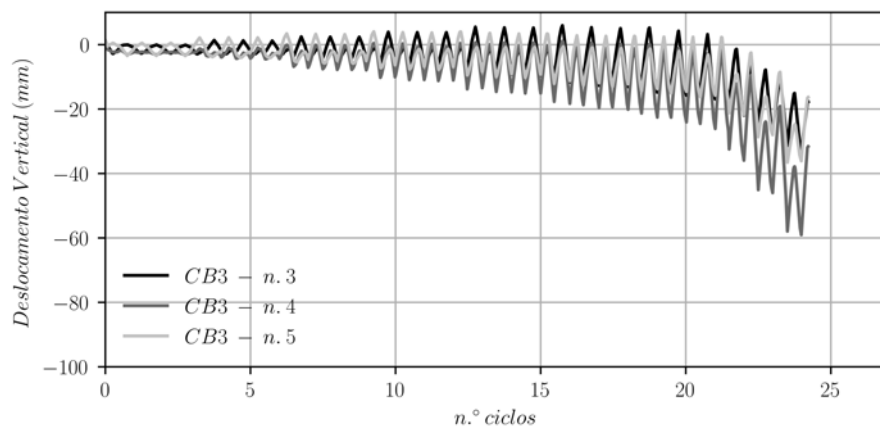


Figura 5.19: Deslocamento vertical dos Nós 3, 4 e 5 do pórtico CB3.

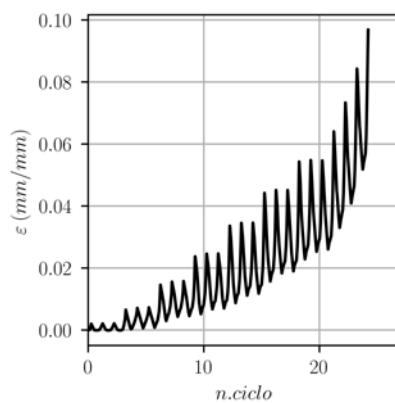


Figura 5.20: Evolução da extensão da armadura superior da *Secção* 3.1.5 do pórtico CB3 ao longo do procedimento de carga.

De forma idêntica ao efetuado para o pórtico CB1, na Figura 5.22 apresentam-se as deformadas dos pontos notáveis assinalados na Figura 5.21, onde é possível observar a formação de duas rótulas reversíveis junto aos nós de extremidade 2 e 6. Comparando este resultado com a Figura 5.11, é de notar a redução das deformações verificadas ao longo da viga na solução reforçada.

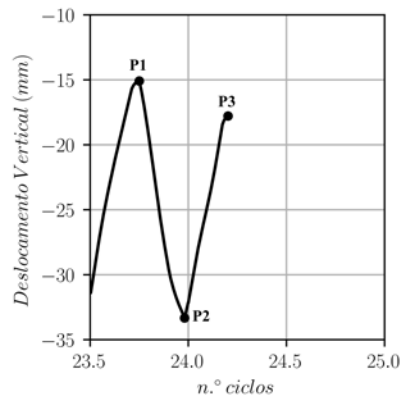


Figura 5.21: Deslocamento no nó 3 nos pontos notáveis próximos do ciclo 26 do procedimento de carga do pórtico CB3.

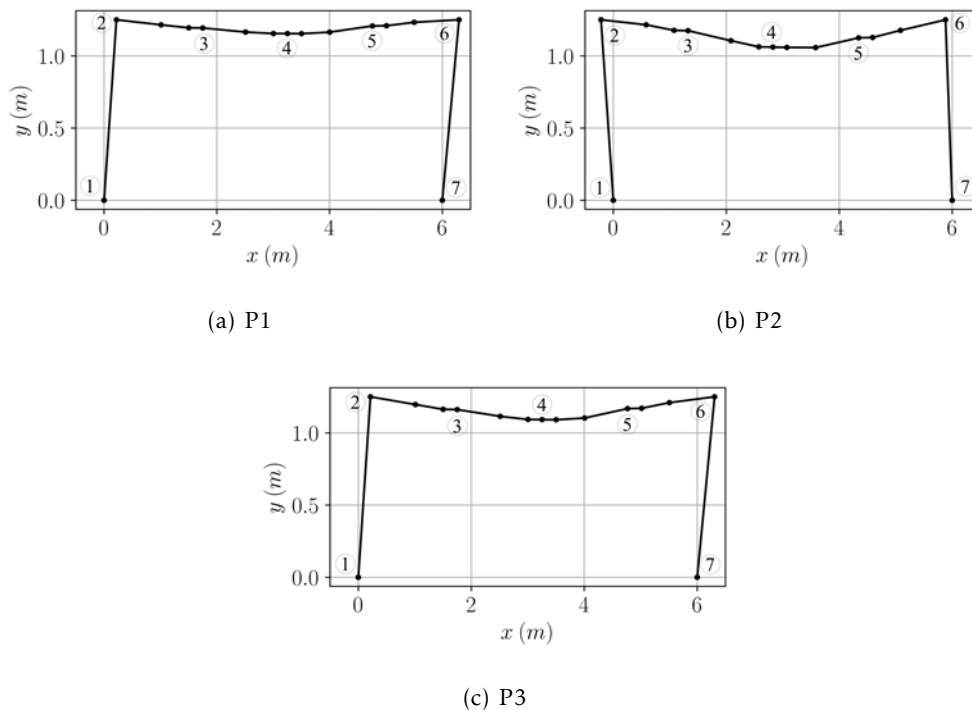
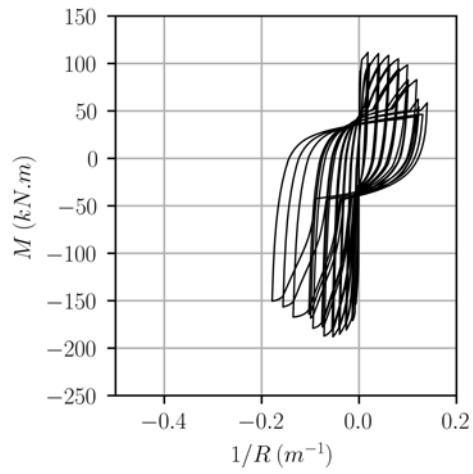


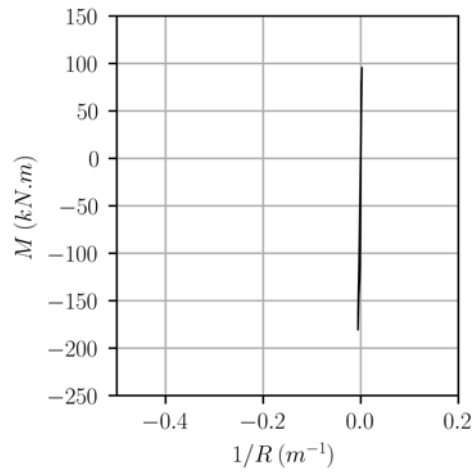
Figura 5.22: Configurações deformadas do pórtico CB3 junto ao ciclo 26 do procedimento de carga.

Novamente, os diagramas momento-curvatura referentes aos elementos 2 e 5 (Figuras 5.23 e 5.24) confirmam que os momentos máximos da viga ocorrem junto à ligação com os pilares, com a formação de rótulas reversíveis e a exploração do comportamento não linear para momentos positivos e negativos nos nós 2 e 6 (*Secção* 1.1.2 e 3.1.5, respetivamente). Nas restantes secções em análise, a resposta não linear não foi significativa.

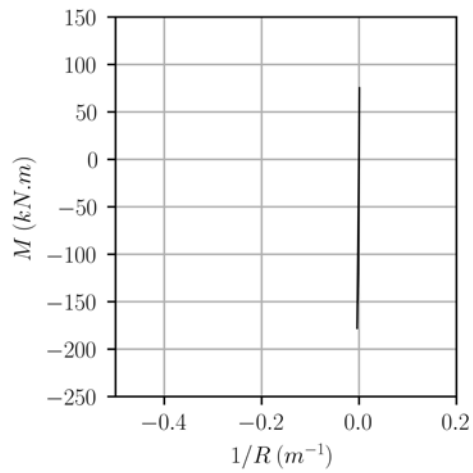
Como seria de esperar, comparativamente com a solução de referência, verifica-se um acréscimo na capacidade resistente do pórtico reforçado, sendo que as secções onde se formaram rótulas plásticas reversíveis apresentaram um comportamento histerético mais centrado, atingindo curvaturas inferiores no final do procedimento de carga.



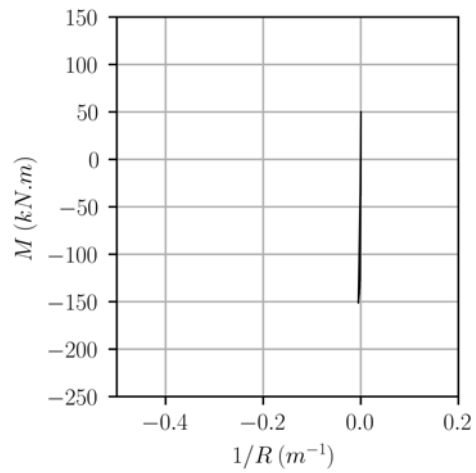
(a) Secção 1.1.2



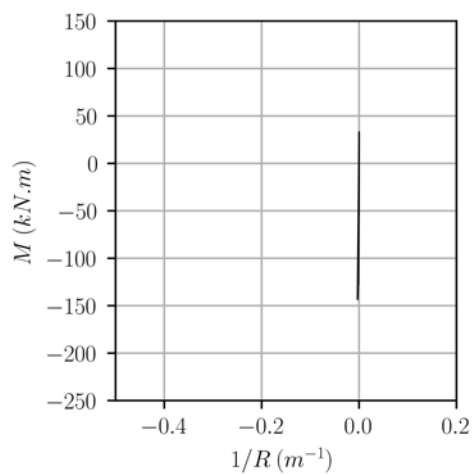
(b) Secção 2.1.2



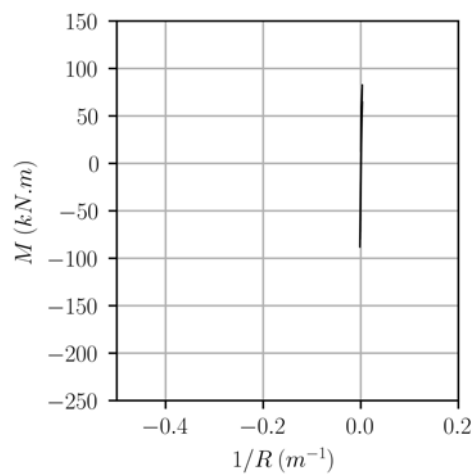
(c) Secção 3.1.2/1.2.2



(d) Secção 2.2.2

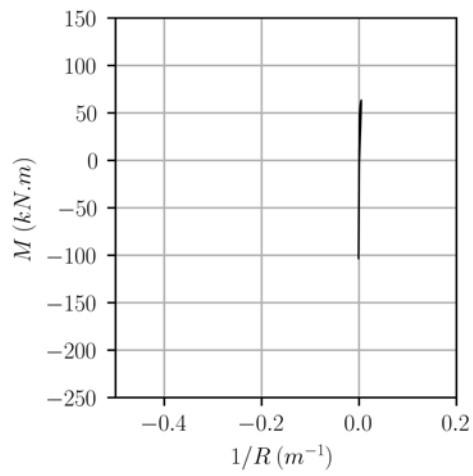


(e) Secção 3.2.2/1.3.2

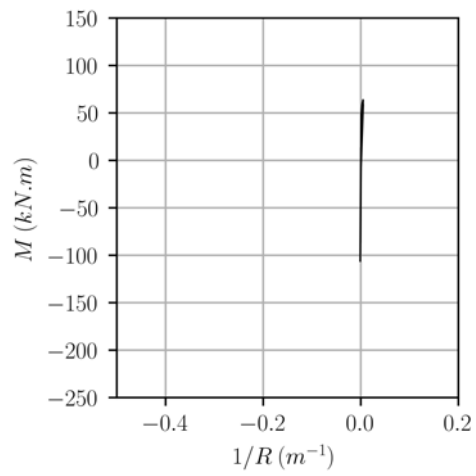


(f) Secção 2.3.2

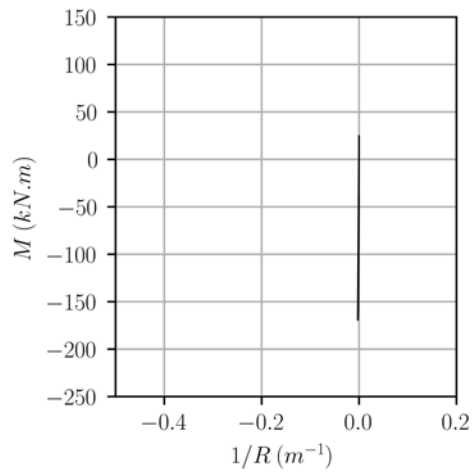
Figura 5.23: Diagramas Momento Curvatura do Elemento 2 do pórtico CB3.



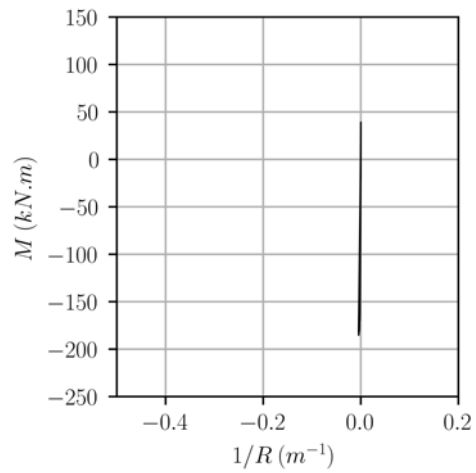
(a) Secção 1.3.5



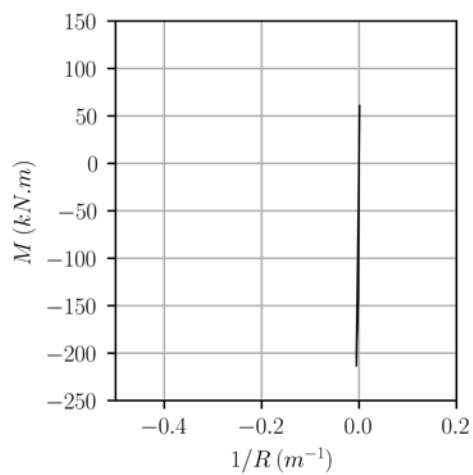
(b) Secção 2.3.5/1.2.5



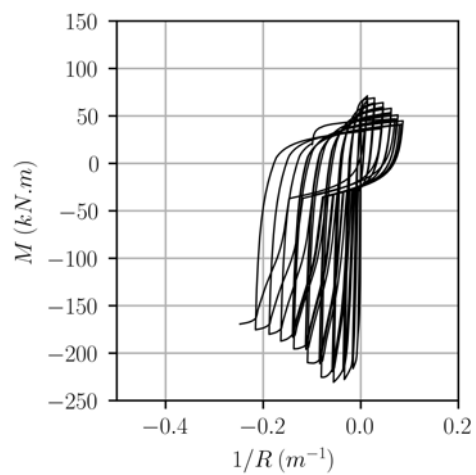
(c) Secção 2.2.5



(d) Secção 3.2.5/1.1.5



(e) Secção 2.1.5



(f) Secção 3.1.5

Figura 5.24: Diagramas Momento Curvatura do Elemento 5 do pórtico CB3.

5.4 Indicadores de Desempenho e Parâmetros de Dano

5.4.1 Relação Força-Deslocamento

Na Figura 5.25 apresentam-se os diagramas força-deslocamento referentes ao somatório da força basal e deslocamento horizontal no nó 2 dos pórticos CB1 e CB3.

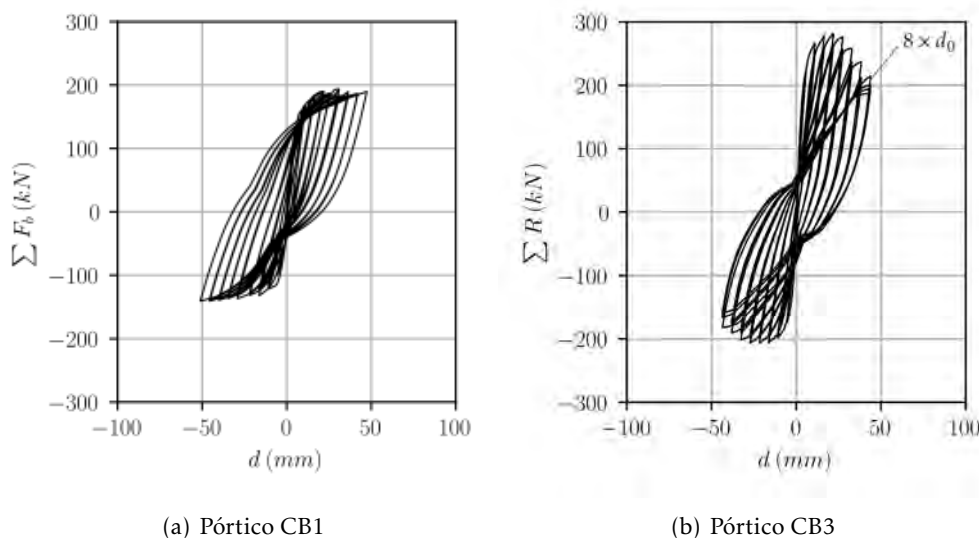


Figura 5.25: Diagramas força de corte basal *versus* deslocamento horizontal dos pórticos CB1 e CB3 medido no nó 2.

Como se pode observar, o comportamento em ambos os pórticos permanece centrado, sendo que a solução reforçada apresenta uma rigidez superior ao longo de todo o procedimento de carga e uma ligeira redução dos deslocamentos horizontais. Paralelamente, o modelo CB3 apresenta um aumento da capacidade resistente, comparativamente à solução de referência, de cerca de 46 e 47% da força máxima positiva e negativa, respetivamente.

Se a análise for efetuada relativamente aos diagramas força-deslocamento do nó 6 (Figura 5.26), como seria de esperar, o aumento da capacidade resistente e rigidez permanecem inalteradas. No entanto, verifica-se um aumento das deformações no sentido positivo, com maior relevo no caso do pórtico de referência, que deixa de apresentar um diagrama centrado. Esta alteração do comportamento histerético verificado entre o nó 2 e 6 vai ao encontro do anteriormente referido sobre o efeito do sentido de aplicação do primeiro deslocamento horizontal do procedimento de carga no alongamento da viga.

É de notar, em ambos os diagramas referentes ao pórtico CB3 (Figura 5.25 (b) e 5.26 (b)), o aumento significativo de deformação residual que ocorre com o início da imposição da amplitude de deslocamento $8 \times d_0$.

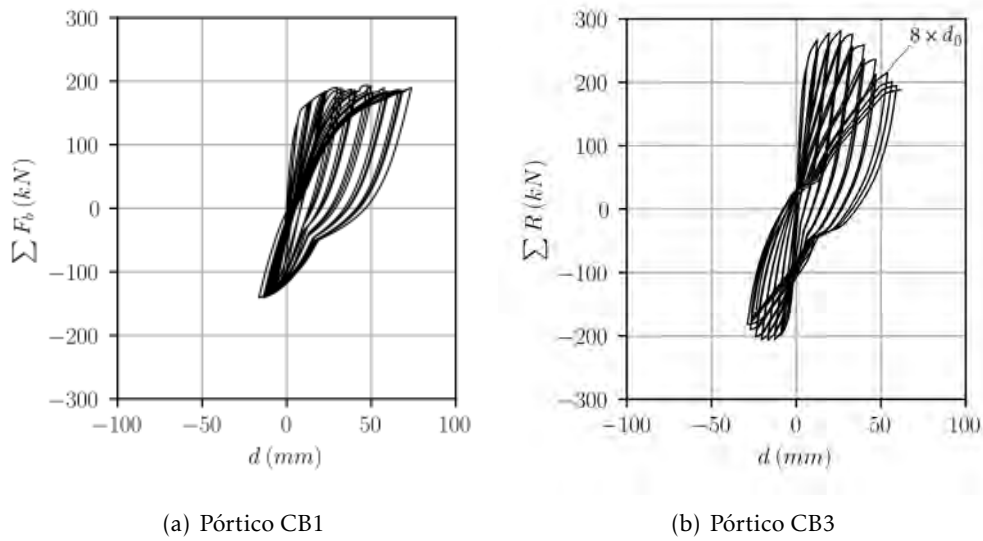


Figura 5.26: Diagramas força de corte basal *versus* deslocamento horizontal dos pórticos CB1 e CB3 medido no nó 6.

5.4.2 Deslocamento de Cedência

O deslocamento de cedência dos pórticos CB1 e CB3 foi definido tendo em consideração o diagrama força-deslocamento relativo ao nó 6 (Figura 5.26). Para a determinação deste parâmetro, e conforme descrito na *Secção* 2.3.2 da presente dissertação, foi necessário numa primeira fase definir os respetivos diagramas elastoplástico idealizados apresentados na Figura 5.27.

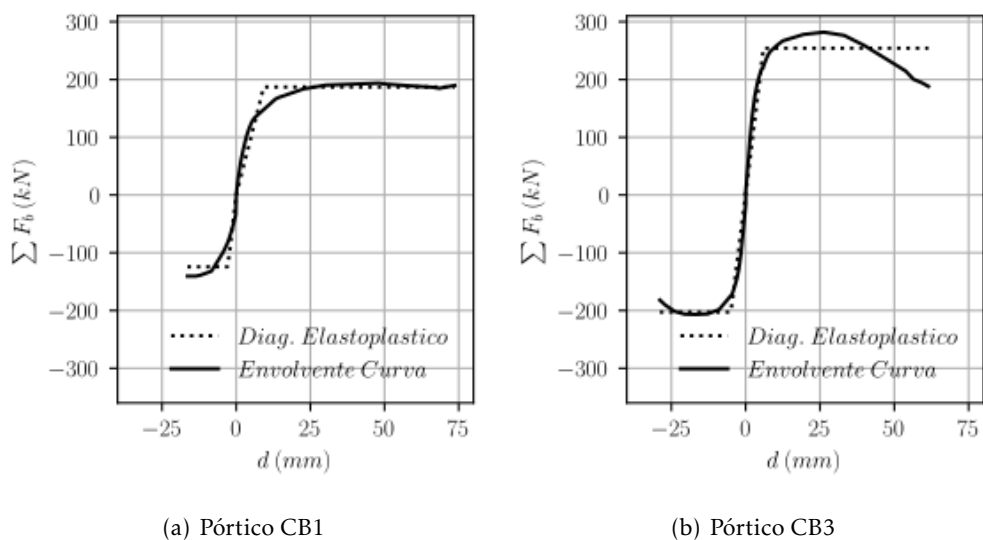


Figura 5.27: Diagramas elastoplástico idealizado dos modelos numéricos dos pórticos CB1 e CB3.

5.4. INDICADORES DE DESEMPENHO E PARÂMETROS DE DANO

Os deslocamentos de cedência foram determinados, considerando para tal as áreas sob a curva envolvente ao diagrama força-deslocamento e a curva idealizada iguais.

Na Tabela 5.2 apresentam-se os pontos notáveis do comportamento dos modelos numéricos dos pórticos CB1 e CB3 obtidos com esta análise, e a relação/rácio entre si.

Tabela 5.2: Pontos notáveis dos diagramas força-deslocamento dos pórticos CB1 e CB3.

		Pórtico CB1	Pórtico CB3	Rácio (%)
Cedência (+)	Força (kN)	187.1	254.2	+35.9
	Deslocamento (mm)	9.3	5.9	-36.2
Cedência (-)	Força (kN)	-124.3	-202.8	+63.2
	Deslocamento (mm)	-2.8	-5.0	+78.3
Força Máxima	Força (kN)	193.7	281.9	+45.5
	Deslocamento (mm)	30.7	21.9	-28.7
Força Mínima	Força (kN)	-140.6	-206.9	+47.2
	Deslocamento (mm)	-45.5	-21.8	-52.1
Rotura	Força (kN)	184.2	188.1	+2.1
	Deslocamento (mm)	42.2	43.0	+1.9

Como se pode observar, o reforço executado no pórtico CB3 resultou num acréscimo de resistência, com o aumento da força de cedência, força máxima e mínima, e força para a qual ocorre a rotura. É no, entanto, de salientar que, na maioria dos casos, estas forças foram atingidas para deslocamentos inferiores aos observados no pórtico CB1. Este facto encontrar-se relacionado com o aumento da rigidez da solução reforçada e redução da deformação.

5.4.3 Drift

Na Figura 5.28 são apresentadas as alterações verificadas no *drift* no nó 6, ao longo da imposição do procedimento de carga nos modelos numéricos dos pórticos CB1 e CB3.

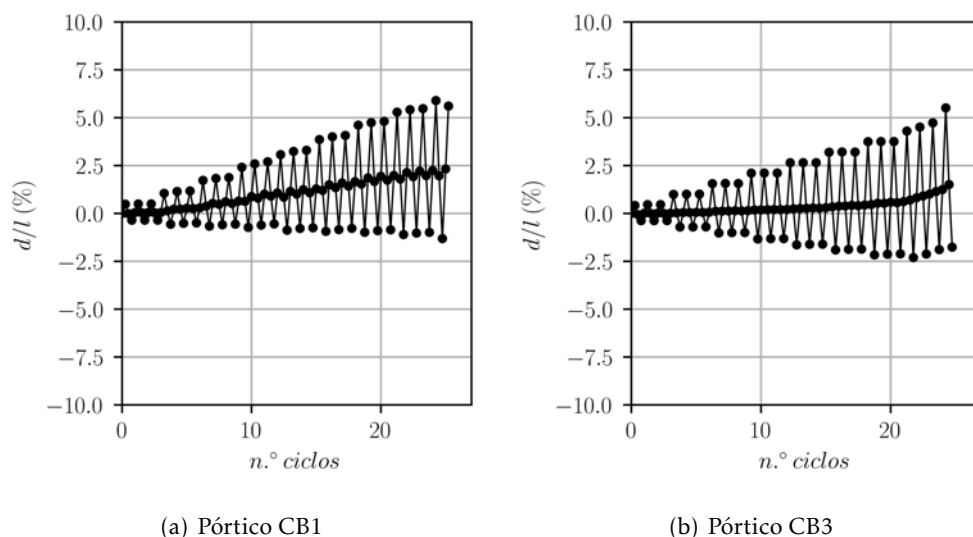


Figura 5.28: Evolução do *drift* nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.

Como referido no Capítulo 2, o *drift* de uma estrutura porticada traduz o nível de danos estruturais e não estruturais ocorridos.

Uma vez que os pilares foram modelados considerando elementos com comportamento elástico, a imposição da história de deslocamentos no nó 2 resultou numa acumulação de deformações residuais no nó 6 devido ao alongamento da viga descrito anteriormente.

De acordo com os resultados obtidos, é possível afirmar que a solução de reforço aplicada ao pórtico CB3 foi capaz de reduzir esta acumulação de deformações residuais, com maior relevância até ao ciclo 21. Após a imposição de deslocamentos superiores a $8 \times d_0$, verifica-se que o restabelecimento da força gravítica no pórtico CB3 ocorre para *drifts* sucessivamente superiores, mantendo-se, no entanto, inferior ao pórtico CB1 até à rotura. Tendo em consideração o momento do restabelecimento da força gravítica imediatamente antes da rotura, esta diferença corresponde a cerca de 35% menos deformação residual quando comparada com a solução de referência.

5.4.4 Ductilidade em Deslocamento

Por forma a ser possível avaliar a acumulação de deformação decorrente da consideração do efeito da força gravítica, a evolução da ductilidade em deslocamento dos pórticos foi analisada relativamente aos instantes em que esta força se encontra instalada (ductilidade relativa). Na Figura 5.29 apresentam-se os resultados obtidos no nó 6.

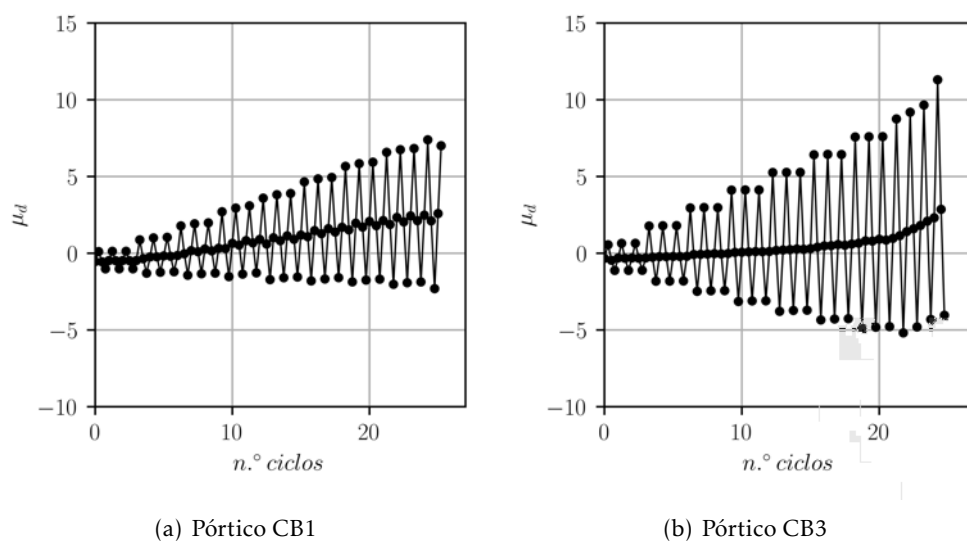


Figura 5.29: Evolução da ductilidade nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.

Ambas as soluções em análise apresentam um comportamento centrado, com a exploração do comportamento não linear na direção positiva e negativa dos deslocamentos horizontais. No entanto, e como anteriormente referido para os outros parâmetros, a análise da ductilidade relativa revela que a deformação residual do pórtico de referência é significativamente superior ao modelo reforçado até ao ciclo 21. A deformação residual após o restabelecimento da força gravítica aumenta pois observa-se um aumento progressivo do comportamento plástico.

5.4.5 Rotação Plástica

Na Figura 5.30 apresentam-se os resultados obtidos para a rotação plástica observada no nó 6 ao longo da imposição da história de deslocamentos.

Conforme se pode constatar, o reforço com pré-esforço resulta numa redução significativa da rotação plástica na direção positiva dos deslocamentos horizontais e num comportamento mais centrado.

Ainda sobre o pórtico CB3, é de salientar a alteração do comportamento observado após o ciclo $n.º$ 21, com o aumento sucessivo da rotação.

5.4.6 Energia Dissipada

Na Figura 5.31 apresenta-se a evolução da energia dissipada total nos pórticos CB1 e CB3 ao longo do procedimento de carga, medida no nó 6.

Como seria de esperar, o reforço estrutural aplicado ao pórtico CB3 resulta no aumento da energia dissipada total. Este aumento relaciona-se com o aumento da rigidez e resistência da solução reforçada.

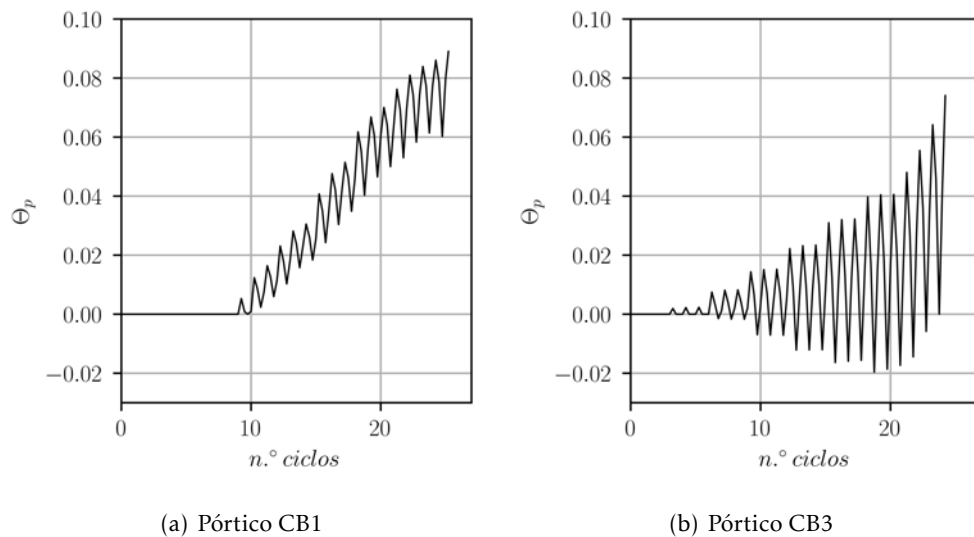


Figura 5.30: Evolução da rotação plástica nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.

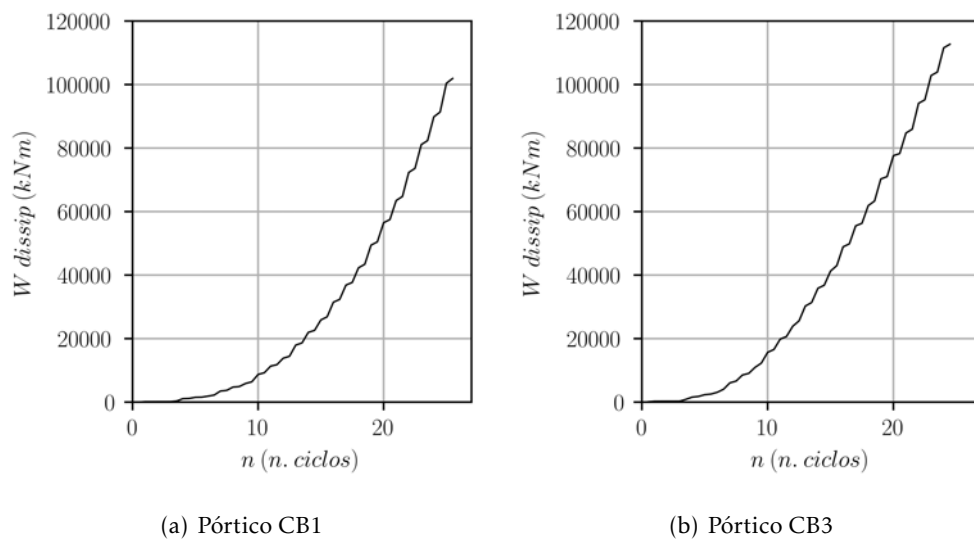


Figura 5.31: Evolução da energia dissipada nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.

Se a análise for efetuada para cada uma das direções (Figura 5.32), verifica-se que a energia dissipada da solução reforçada na direção do deslocamento horizontal positivo (W_1) e direção oposta (W_2) mantêm-se superiores à do pórtico de referência ao longo de todo o procedimento de carga. Importa referir que a energia W_1 surge inferior à W_2 uma vez que os cálculos foram efetuados relativamente ao ponto de estabelecimento da carga gravítica.

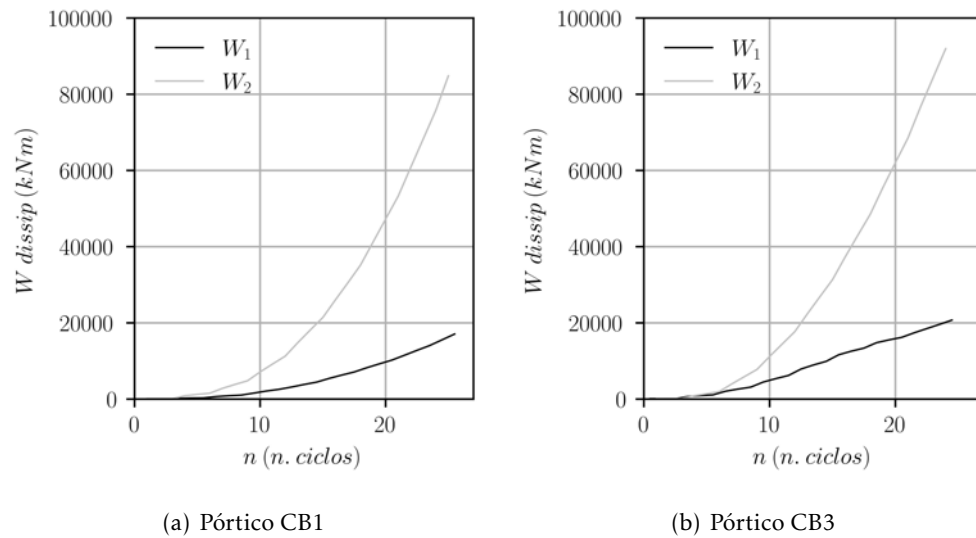


Figura 5.32: Evolução da energia dissipada, por sentido do carregamento, nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.

5.4.7 Índice de Deformação Residual (RDI)

Na Figura 5.33 apresenta-se a evolução do Índice de Deformação Residual (RDI) ao longo da imposição da história de carregamentos no nó 6.

Como referido anteriormente, este parâmetro constitui um indicador do nível de dano após a ocorrência de um sismo.

De acordo com os resultados obtidos, é possível afirmar que o pórtico de referência apresentou um maior nível de danos na direção positiva dos deslocamentos horizontais. A solução reforçada, por sua vez, apresentou um comportamento mais centrado, com a exploração da não linearidade nas duas direções.

5.4.8 Rigidez Efetiva

A evolução da rigidez efetiva no nó 6 dos pórticos CB1 e CB3 é apresentada na Figura 5.34.

Como se pode observar, ao longo do procedimento de carga, a rigidez efetiva de ambos os pórticos sofre uma redução progressiva devido ao aumento da deformação imposta.

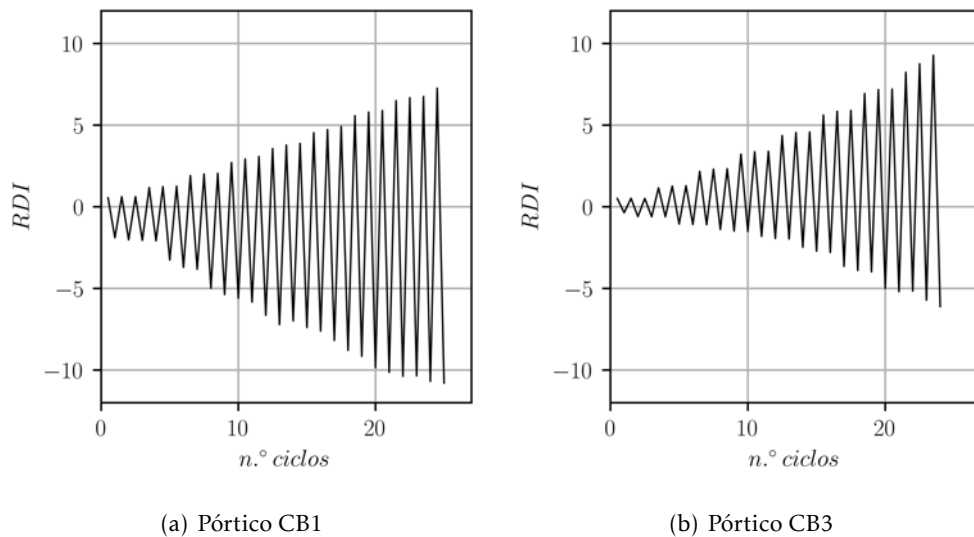


Figura 5.33: Evolução da deformação residual nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.

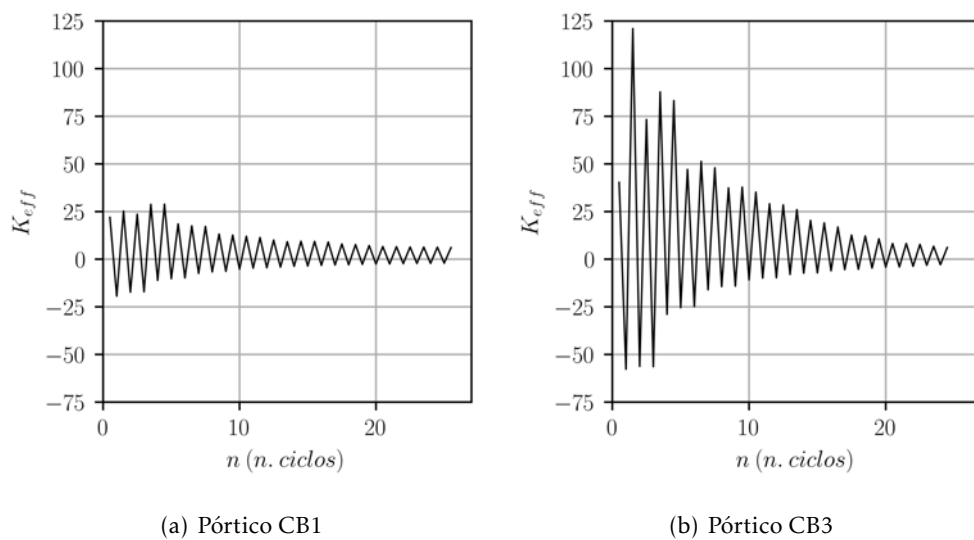


Figura 5.34: Evolução da rigidez efetiva nos pórticos CB1 e CB3 por semi-ciclo.

No início do procedimento de carga, o pórtico CB3 apresenta uma rigidez significativamente superior à do modelo de referência. Esta diferença de amplitude é reduzida com o número de ciclos, com os dois modelos a apresentar rigidez semelhante no final do procedimento.

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 Conclusões

A presente dissertação teve como principal objetivo estudar o desempenho das soluções de reforço, ensaiadas por Gião [58] e Muhaj [49], para pórticos de betão armado sujeitos simultaneamente a ações horizontais cíclicas e carregamentos gravíticos significativos, utilizando uma análise numérica. As soluções em estudo envolvem técnicas de reforço com pré-esforço aplicado a vigas e têm como finalidade melhorar o seu comportamento global através do aumento da capacidade de dissipação de energia e redução das deformações observadas.

A solução desenvolvida por Gião [58] baseia-se na aplicação de cordões de pré-esforço com ancoragens mecânicas nas extremidades da viga. Por sua vez, Muhaj [49] testa o recurso a cordões cujo traçado se desenvolve no interior da viga e as ancoragens são realizadas através de um comprimento aderente.

Ambas as autoras realizaram ensaios experimentais de modelos de referência e modelos reforçados de vigas, com o objetivo de posteriormente extrapolar os resultados obtidos para pórticos. O trabalho desenvolvido na presente dissertação incidiu sobre o estudo do modelo de referência VR2 de Gião [58] e CB1 de Muhaj [49], e soluções reforçadas VPE de Gião [58] e CB2 e CB3 de Muhaj [49]. No caso dos modelos experimentais de Muhaj [49], foram avaliadas duas vigas reforçadas por estas apresentarem cordões de pré-esforço com diferentes traçados.

Nos ensaios experimentais foi aplicado um procedimento de carga caracterizado pela imposição de uma história de deslocamentos alternados com amplitude crescente, após a aplicação da carga gravítica. A imposição deste carregamento teve como objetivo simular as ações reais a que estão sujeitas as estruturas de betão armado em caso de sismo, incorporando assim os efeitos das ações horizontais e verticais.

Quando ensaiados, todos os modelos experimentais evidenciaram um comportamento histerético não simétrico, com a acumulação de deformações residuais no sentido da

aplicação da força gravítica. Comparando o comportamento das vigas reforçadas com as de referência, verificou-se que a aplicação do pré-esforço resultou num aumento de capacidade resistente e redução da deformação residual acumulada.

Por forma a estudar o comportamento destas soluções quando aplicadas a pórticos de betão armado, no âmbito da presente dissertação foram desenvolvidos modelos numéricos para simular o comportamento das vigas VR2, VPE, CB1, CB2 e CB3 na *framework* de análise não-linear de código aberto *OpenSeesPy - Python Interpreter of Open System for Earthquake Engineering Simulation* desenvolvida na Universidade de Berkeley [46].

Com base nos resultados dos ensaios experimentais realizados por Gião [58] e Muhaj [49] foi possível proceder à calibração dos referidos modelos numéricos, obtendo-se uma aproximação do comportamento global das vigas considerada como satisfatória. De seguida é apresentado um resumo dos principais resultados e conclusões alcançadas na calibração dos modelos numéricos:

- O modelo da viga VPE obteve a melhor aproximação da força máxima positiva, com um erro relativo de 0.94%. Em oposição, o modelo da viga CB3 foi o que apresentou maiores discrepâncias, com um erro relativo de 9.24%.
- No que diz respeito à simulação da força máxima negativa, os resultados obtidos revelaram erros relativos entre os 0.88% (VB2) e 29.80% (VPE).
- De uma forma geral, os modelos numéricos foram capazes de captar a rotura dos materiais constituintes das vigas em análise.

Para além do referido, no que diz respeito às leis constitutivas que caracterizaram o comportamento dos materiais, é de salientar a influência da curva monotónica com endurecimento linear do *Steel02* na qualidade da aproximação obtida. Apesar dos resultados encontrados terem sido classificados como satisfatórios, considera-se que a utilização de uma lei constitutiva para o aço com um maior detalhe na definição do endurecimento e amolecimento (*softening*) do material teria obtido uma melhor aproximação ao comportamento real das vigas. No entanto, e como referido anteriormente, devido aos problemas de convergência encontrados e tempos de cálculo significativos, não foram utilizadas as leis constitutivas disponibilizadas no *OpenSeesPy* com essas características.

Seguidamente, com os resultados obtidos na calibração das vigas, procedeu-se ao desenvolvimento de modelos numéricos de pórticos de um piso. Para além do objetivo já referido, pretendeu-se paralelamente verificar qual a influência das soluções de reforço no desenvolvimento de rótulas plásticas unidireccionais. Este tipo de fenómeno surge em estruturas com carregamentos gravíticos significativos e/ou vãos de grandes dimensões (ver Secção 2.1.2 da presente dissertação), sendo caracterizado pela formação de uma rótula junto da ligação viga-pilar e a sensivelmente um quarto do vão.

Por uma questão de limitação de tempo, e por se considerar que os resultados desta análise seriam suficientes para alcançar as conclusões pretendidas, optou-se por apenas analisar os pórticos desenvolvidos a partir dos modelos das vigas CB1 e CB3. A escolha

recaiu sobre estes modelos pois a CB3 corresponde à solução de reforço que resultou num maior acréscimo de resistência quando comparado com a viga de referência CB1.

A metodologia colocada em prática na modelação dos pórticos foi idêntica à das vigas, implementando as devidas adaptações à geometria do modelo global. Foram considerados pórticos com um vão total de 6.0m e pilares de secção quadrada de 0.5m x 0.5m e altura de um piso de 2.5m.

Os pórticos foram submetidos a um procedimento de carga idêntico ao aplicado às vigas. Para além de um carregamento distribuído ao longo do vão, cujo valor corresponde à força capaz de produzir, na zona de ligação da viga com o pilar, o mesmo momento flector do verificado nos apoios da viga de referência ensaiada por Muhaj [49], foi também imposta uma história de deslocamentos horizontais alternados. As ações horizontais foram aplicadas ao primeiro nó da viga do pórtico, com deslocamentos alvo sucessivamente superiores, compreendendo a repetição de três ciclos com a mesma amplitude, até se atingir a rotura.

De seguida apresenta-se um resumo dos principais resultados e conclusões obtidas no estudo do comportamento dos pórticos CB1 e CB3:

- O pórtico CB1 apresentou uma força de corte basal máxima positiva de 193.7kN e força de corte basal máxima negativa de -140.6kN. A rotura ocorreu nas fibras de aço da armadura superior da secção junto à ligação viga-pilar do lado oposto ao nó de imposição da história de deslocamentos horizontais, no início da imposição do ciclo 26 (segunda imposição do deslocamento alvo = $9 \times d_0$).
- O comportamento dos nós centrais do pórtico CB1 indicia a formação de uma rótula unidirecional sensivelmente a um quarto do vão e uma rótula reversível em cada uma das ligações viga-pilar. A localização das rótulas foi confirmada pelos diagramas momento-curvatura dos vários pontos de integração, onde se constata a exploração do comportamento não linear das referidas secções.
- Apesar do carregamento e da geometria do pórtico serem simétricos, observou-se que a direção inicial da imposição dos deslocamentos horizontais influencia os resultados obtidos. Na verdade, após o início da cedência numa secção da viga do pórtico, as condições de simetria do carregamento e geometria deixam de se verificar, resultando numa resposta do pórtico não simétrica. Assim, se o procedimento de carga tivesse sido iniciado, após a aplicação da força gravítica, pela imposição de um deslocamento horizontal negativo, constatar-se-ia que a rótula unidirecional teria surgido na extremidade oposta do pórtico CB1.
- O pórtico CB3 apresentou uma força de corte basal máxima positiva de 254.2kN (+35.9% relativamente ao pórtico CB1) e força de corte basal máxima negativa de -202.8kN (+63.2% relativamente ao pórtico CB1). A rotura ocorreu no início do ciclo 25 (primeira imposição do deslocamento alvo = $9 \times d_0$) no segmento não aderente

dos cordões de pré-esforço do elemento localizado na extremidade oposta ao nó onde ocorreu a imposição dos deslocamentos horizontais.

- Os deslocamentos horizontais dos nós de extremidade do pórtico CB3 foram cerca de 17% inferiores aos do pórtico de referência na direção positiva e 76% inferiores na direção negativa. Ambos os nós apresentaram um comportamento centrado relativamente à origem até à rotura.
- O comportamento dos nós centrais e diagramas momento-curvatura, dos vários pontos de integração do pórtico CB3, evidenciaram a formação de duas rótulas plásticas reversíveis junto às ligações viga-pilar.

Por forma a melhor avaliar e quantificar a resposta das estruturas, para além da análise já apresentada, foi estudado um conjunto de indicadores de desempenho e parâmetros de dano cujos resultados se sintetizam de seguida:

- De acordo com os diagramas força de corte basal *versus* deslocamento horizontal, o modelo do pórtico reforçado apresentou um aumento da capacidade resistente comparativamente com a solução de referência de cerca de 36 e 63% da força máxima positiva e negativa, respetivamente.
- O reforço considerado no pórtico CB3 resultou num aumento da força de cedência, positiva e negativa, em cerca de 35.9% e 63.2%, respetivamente. Devido ao aumento da rigidez do pórtico reforçado, os pontos notáveis anteriormente referidos (cedência e força máxima) foram atingidos para deslocamentos inferiores aos observados no pórtico de referência.
- Quando comparado com o pórtico de referência, a rotura da solução reforçada foi verificada ligeiramente antes no decurso do procedimento de carga. No entanto, esta ocorreu para um carregamento 2.1% superior e deslocamento 1.9% superior ao do pórtico de referência.
- Os resultados obtidos para o parâmetro *drift*, ductilidade em deslocamento, índice de deformação residual e rigidez efetiva demonstraram que o reforço considerado no pórtico CB3 foi capaz de reduzir a deformação residual, com maior relevância até ao ciclo 21. Após a imposição de deslocamentos superiores a $8 \times d_0$, verificou-se um aumento da deformação plástica da armadura superior da viga do pórtico entre ciclos com amplitudes de deslocamento iguais.
- A rotação plástica do pórtico CB1 foi significativamente superior à solução reforçada até ao ciclo 21 de carregamento. Este resultado encontra-se relacionado com o facto de, com a formação de rótulas unidireccionais, a rotação observada na rótula junto à ligação viga-pilar deixa de ser diretamente relacionável com a rotação imposta no pilar, tornando-se dependente da rotação da rótula plástica no vão.

- A solução de reforço resultou num aumento da energia dissipada total. Este aumento foi verificado tanto na direção do deslocamento horizontal positivo, como na direção oposta.

Face aos resultados encontrados, é possível concluir que as soluções de reforço de pórticos de betão armado com pré-esforço ensaiadas por Gião [58] e Muhaj [49] constituem técnicas capazes de melhorar o comportamento sísmico de estruturas, permitindo o aumento da sua capacidade resistente e energia dissipada, ao mesmo tempo que reduzem a deformação residual observada, sendo capazes de prevenir o desenvolvimento de rótulas unidirecionais.

O *OpenSeesPy* revelou ser uma ferramenta de cálculo estrutural capaz de prever o comportamento de elementos de betão armado, obtendo uma razoável aproximação aos resultados experimentais. Apesar de apresentar uma curva de aprendizagem de difícil progressão, muito devido à pouca informação disponível para os novos utilizadores, a *framework* apresenta inúmeras vantagens, como a possibilidade de adequar quase todas as características dos modelos ao pretendido. É, no entanto, de salientar que, no caso dos pórticos, o esforço computacional e tempo de cálculo exigido foram substancialmente superiores ao esperado, devido às dificuldades de convergência encontradas que levaram a incrementos de deslocamento muito pequenos e elevado número de iterações associadas.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

Como trabalhos futuros para o desenvolvimento do tema em estudo, podem-se referir:

- Modelação numérica dos pórticos referentes às vigas VR2 e VPE.
- Realização de uma análise paramétrica das vigas face aos parâmetros de calibração dos materiais implementados no *OpenSeesPy*.
- Realização de um estudo paramétrico com a alteração da armadura presente nas vigas e a sua geometria geral.
- Realização de um estudo paramétrico com a alteração da força gravítica.
- Realização de análises dinâmicas sujeitando os modelos dos pórticos a acelerogramas reais.
- Continuação do estudo com a calibração de modelos no *OpenSeesPy* com outro tipo de solução de reforço.
- Continuação do estudo com a calibração de modelos no *OpenSeesPy* com a alteração da geometria do reforço.
- Modelação das vigas/pórticos em análise na presente dissertação com recurso a uma lei constitutiva para o aço que melhor caracterize a fase de endurecimento e *softening* do material.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing*. ACI T1.1-01. Reported by ACI Innovation Task Group 1 e Collaborators.
- [2] F. Alkhairi e A. Naaman. “Analysis of Beams Prestressed with Unbonded Internal or External Tendons”. Em: *Journal of Structural Engineering-asce* 119 (set. de 1993). DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:9(2680).
- [3] J. Appleton. *Estruturas de Betão*. Vol. 2. Edições Orion, 2013. ISBN: 972-8620-22-6.
- [4] T. N. Ariyawardena. “Prestressed concrete with internal or external tendons: behaviour and analysis”. Tese de doutoramento. University of Calgary, 2000.
- [5] C. Aydemir e M. Aydemir. “Experimental Research on Reversing and Nonreversing Plastic-Hinge Behavior for RC Beams”. Em: *Journal of Structural Engineering* 147 (2020). DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002688.
- [6] J.-W. Bai. “Seismic Retrofit for Reinforced Concrete Building Structures”. Em: *Consequence-Based Engineering. Institute Final Report. Texas A&M University* (2003).
- [7] R. Bento. “Análises Estáticas Não Lineares (Pushover) para o Dimensionamento e Avaliação Sísmica de Estruturas - Parte 1”. Em: Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa / FUNDEC - Associação para a Formação e o Desenvolvimento em Engenharia Civil e Arquitetura. 2012.02.09.
- [8] BSI. “British Standard Code of Practice for Ground Anchorages”. Em: *British Standard Institution* (1982).
- [9] A. Calabrese, J. Almeida e R. Pinho. “Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis”. Em: *Journal of Earthquake Engineering* 14 (mar. de 2010), pp. 38–68. DOI: 10.1080/13632461003651869.
- [10] CDCSC. “NZS3101, New Zealand Standard: Concrete Structures Standard. Part 1: The design of concrete structures”. Em: *Concrete Design Committee for the Standards Council* (2006).

- [11] CEB. “Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures under Alternate Actions inducing Inelastic Response”. Em: *Comite Euro-International du Beton. Bulletin D’Information N.º 220* (1994).
- [12] E. Coelho. “Comportamento Sísmico de Estruturas em Pórtico de Betão Armado. Avaliação da Resposta Não-Linear Histerética”. Tese de doutoramento. Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico, 1992.
- [13] J. Coleman e E. Spacone. “Localization Issues in Force-Based Frame Elements”. Em: *Journal of Structural Engineering-asce* 127 (nov. de 2001). DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:11(1257).
- [14] E. Cosenza, G. Manfredi e G. Verderame. “Seismic assessment of gravity load designed RC frames: Critical issues in structural modelling”. Em: *Journal of Earthquake Engineering* 6 (jan. de 2002), pp. 101–122. DOI: 10.1080/13632460209350434.
- [15] A. Daly e R. Woodward. “Annex L: Strengthening of concrete structures using external post-tensioning”. Em: *EU-Project Rehabcon: Strategy for maintenance and rehabilitation in concrete structures. European Union* (2000).
- [16] *Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio*. Diário da República n.º125/1983. Série I. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes.
- [17] *Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho*. Diário da República n.º349-C/1983. 7.º Suplemento. Série I. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes.
- [18] *Decreto-Lei n.º 95/2019, de 18 de Julho*. Diário da República n.º136/2019. Série I. Infraestruturas e Habitação.
- [19] P. Delgado. “Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes”. Tese de mestrado. Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, 2009.
- [20] *Despacho Normativo n.º21/2019, de 17 de Setembro*. Diário da República n.º178/2019. Série II. Infraestruturas e Habitação - Gabinete do Secretário de Estado das Infraestruturas.
- [21] K. Douglas. “Development of a Reinforced Concrete Plastic Hinge Model”. Tese de doutoramento. University of Auckland - New Zealand, 1995.
- [22] A. Elmenhawi e T. Brown. “Hysteretic energy and damping capacity of flexural elements constructed with different concrete strengths”. Em: *Engineering Structures* 32 (jan. de 2010), pp. 297–305. DOI: 10.1016/j.engstruct.2009.09.016.
- [23] A. Elnashai e R. Pinho. “Repair and retrofitting of RC walls using selective techniques”. Em: *Journal of Earthquake Engineering* 2 (out. de 1998), pp. 525–568. DOI: 10.1080/13632469809350334.
- [24] C. Faella, E. Martinelli e E. Nigro. “Seismic Assessment and Retrofitting of R.C. Existing Buildings”. Em: *13th Word Conference on Earthquake Engineering - Canada. Paper No.84* (2021).

- [25] M. Fardis. *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings Based on EN-Eurocode 8*. Vol. 8. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. Jan. de 2009, pp. 1–735. ISBN: 978-1-4020-9841-3. DOI: 10.1007/978-1-4020-9842-0.
- [26] R. Fenwich. “Member Elongation - a Neglected Factor in Seismic Design”. Em: *Annual Technical Conference, Wairakei (TR10)*. New Zealand Concrete Society. 1990.
- [27] R. Fenwich, R. Dely e B. Davidson. “Ductility Demand for Uni-Directional and Reversing Plastic Hinges in Ductile Moment Resisting Frames”. Em: *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 32, No.1 (1999).
- [28] R. Fenwich e L. Meggett. “Seismic Behaviour of a Reinforced Concrete Portal Frame Sustaining Gravity Loads”. Em: *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 22, No.1 (1989), pp. 39–49.
- [29] fib. “Bond of reinforcement in concrete”. Em: *Fédération Internationale du Béton. Bulletin N.º10* (2000).
- [30] fib. “Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings”. Em: *Fédération Internationale du Béton. Bulletin N.º24* (2003).
- [31] F. Filippou, E. Popov e V. Bertero. “Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints”. Em: *Earthquake Engineering Research Center NSF/CEE-83032. University of California, Berkeley - College of Engineering* (1983).
- [32] F. Filippou e G. Fenves. “Methods of Analysis for Earthquake - Resistant Structures”. Em: *Earthquake Engineering - From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. Ed. por Y. Bozorgnia e V. Bertero. New York: CRC Press, 2004. Cap. 6.
- [33] R. Gião et al. “New Methodology For Reinforced Concrete Beam-Column Cyclic Test”. Em: *International fib Symposium 2009: Concrete - 21st Century Superhero, Londres* (2009).
- [34] Y. Hose, P. Silva e F. Seible. “Development of a Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads”. Em: *Earthquake Spectra* 16 (mai. de 2000), pp. 413–442. DOI: 10.1193/1.1586119.
- [35] INE. “Censos 2011 Resultados Definitivos - Portugal”. Em: *Instituto Nacional de Estatística, I.P.* (2012).
- [36] IPQ. “NP EN 1998-1:2010, Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.” Em: *Instituto Português da Qualidade* (2010).
- [37] IPQ. “NP EN EN1992-1-1:2010, Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Em: *Instituto Português da Qualidade* (2010).

- [38] IPQ. “NP EN 1998-3:2017, Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios.” Em: *Instituto Português da Qualidade* (2017).
- [39] J. Jiang et al. “OpenSees Software Architecture for the Analysis of Structures in Fire”. Em: *Journal of Computing in Civil Engineering* 29 (out. de 2013). DOI: 10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000305.
- [40] M. Kabir e M. M. Islam. “Bond stress behavior between concrete and steel rebar: Critical investigation of pull-out test via Finite Element Modeling”. Em: *International Journal of Civil and Structural Engineering* 5 (set. de 2014), pp. 80–90. DOI: 10.6088/ijcser.2014050008.
- [41] W. Y. Kam, S. Pampanin e K. Elwood. “Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake”. Em: *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 44 (dez. de 2011). DOI: 10.5459/bnzsee.44.4.239-278.
- [42] A. Liu. “Seismic Assessment and Retrofit of Pre-1970s Reinforced Concrete Frame Structures”. Tese de doutoramento. University of Canterbury - New Zealand, 2001.
- [43] M. C. Lopes. *Sismos e Edifícios*. Edições Orion, 2008. ISBN: 978-972-8620-11-0.
- [44] V. Lúcio. *Posttensioning system with anchorages by bonding for concrete structures (Sistemas de pós-tensão com ancoragens por aderência para estruturas de betão)*. PAT 103 785. Nacional Patent at INPI . Instituto Nacional de Propriedade Industrial, 2007.
- [45] S. Mazzoni et al. *OpenSees Command Language Manual*. 2006.
- [46] F. T. Mckenna. “Object-oriented finite element programming: Frameworks for analysis, algorithms and parallel computing”. Tese de doutoramento. University of California. Berkeley, 1999.
- [47] F. Mckenna, M. Scott e G. Fenves. “Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition”. Em: *Journal of Computing in Civil Engineering* 24 (jan. de 2010). DOI: 10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000002.
- [48] J. Melo et al. “Numerical modeling of the cyclic behaviour of RC elements built with plain reinforcing bars”. Em: *Engineering Structures* 33 (fev. de 2011), pp. 273–286. DOI: 10.1016/j.engstruct.2010.11.005.
- [49] H. Muhaj. “Seismic strengthening of reinforced concrete beams by post-tensioning with anchorages by bonding”. Tese de doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2020.
- [50] A. Naaman e F. Alkhairi. “Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons. Part 1. Evaluation of the state-of-the-art”. Em: *ACI Structural Journal* 88 (set. de 1991), pp. 641–651.

- [51] A. Neuenhofer e F. Filippou. "Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models". Em: *Journal of Structural Engineering-asce* 123 (jul. de 1997). DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:7(958).
- [52] NZSEE. "Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes". Em: *New Zealand Society for Earthquake Engineering* (2006).
- [53] G. O'Reilly, T. Sullivan e R. Monteiro. "On the Seismic Assessment and Retrofit of Infilled RC Frame Structures". Em: *16th European Conference on Earthquake Engineering. Thessaloniki* (jun. de 2018).
- [54] S. Pampanin. "Controversial aspects in seismic assessment and retrofit of structures in modern times: Understanding and implementing lessons from ancient heritage". Em: *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 39 (jun. de 2006). DOI: 10.5459/bnzsee.39.2.120-133.
- [55] *Portaria n.º 302/2019, de 12 de Setembro*. Diário da República n.º175/2019. Série I. Infraestruturas e Habitação.
- [56] B. Preto. "Guidelines for External Prestressing as Strengthening Technique for Concrete Structures". Em: *Departamento de Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico* (2014).
- [57] S. Preto. "Aplicação de Pré-Esforço Exterior como Técnica de Reforço de Estruturas de Betão". Tese de mestrado. Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, 2014.
- [58] A. Reis. "Ligação Viga-Pilar de Alto Desempenho Sísmico". Tese de doutoramento. Universidade Nova de Lisboa, 2012.
- [59] F. Ribeiro. "Análise de Robustez de Estruturas Sujeitas a Eventos Sísmicos Consecutivos". Tese de mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [60] R. Rosário. "Modelação Não Linear de Estruturas Metálicas e Mistas em Situação de Incêndio no *Software OpenSees*". Tese de mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2014.
- [61] J. Saraiva e J. Appleton. "Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8 - Parte 3". Em: *JPEE 2006 - 4.ª Jornadas Portuguesas de Engenharia Sísmica* (2006).
- [62] P. Silva. "Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado". Tese de mestrado. Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
- [63] E. Spacone, F. Filippou e F. Taucer. "Fibre beam-column model for nonlinear analysis of r/c frames: Part 1 - Formulation". Em: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25 (1996), pp. 711-725.

- [64] Y. Suryawanshi e M. Bhise. “Study of Parameters Which Affect the Strength of Concrete by External Prestressing”. Em: *International Journal Of Engineering And Science* 2 (abr. de 2013), pp. 31–36.
- [65] F. Taucer, E. Spacone e F. Filippou. “A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures”. Em: *Report on Research Conducted under Grant RTA-59M848. University of California, Berkeley* (1991).
- [66] M. Tehranizadeh, A. Taslimi e M. Shamlu. “Sensitivity Analysis of Different Shell Elements for RC Shear Walls”. Em: *11th National Congress on Civil Engineering* (mai. de 2019).
- [67] V. Terzic. “Force-based Element vs. Displacement-based Element”. Em: *OpenSees Webinar* (dez. de 2011).
- [68] G. Thermou, S. Pantazopoulou e A. Elnashai. “Upgrading of RC structures for a target response shape”. Em: *13th Word Conference on Earthquake Engineering - Canada. Paper No. 1412* (jan. de 2004).
- [69] A. Usmani et al. “Using Opensees for Structures in Fire”. Em: *Journal of Structural Fire Engineering* 3 (mar. de 2012), pp. 57–70. DOI: 10.1260/2040-2317.3.1.57.
- [70] H. Varum, A. Costa e A. Pinto. “Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão Armado”. Em: *2º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação* (2005).
- [71] H. Varum. “Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes”. Tese de doutoramento. Universidade de Aveiro, 2003.
- [72] H. Varum e A. Costa. “Modelo não-linear para a Análise Estática e/ou Dinâmica de Pórticos de Betão Armado.” Em: *3.º Encontro Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Instituto Superior Técnico. 1997.*
- [73] X. Wang e Y. Qian. “Sensitivity analysis of the seismic demands of frame structures”. Em: *Zhendong yu Chongji / Journal of Vibration and Shock* 37 (nov. de 2018), pp. 104–110. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2018.22.016.
- [74] T. Wenk. *Seismic Retrofitting of Structures - Strategies and collection of examples in Switzerland*. Bern: Federal Office for the Environment FOEN, 2008.
- [75] H. Yang e B. Jeremic. “Calibration of Uniaxial Concrete Material Model for Reinforced Concrete Beam/Column”. Em: *University of California - Davis. 2020.07.*
- [76] J. Zhao e S. Sritharan. “Modeling of Strain Penetration Effects in Fiber-Based Analysis of Reinforced Concrete Structures”. Em: *Aci Structural Journal* 104 (mar. de 2007), pp. 133–141.
- [77] M. Zhu, I. Elkhetali e M. Scott. “Validation of OpenSees for Tsunami Loading on Bridge Superstructures”. Em: *Journal of Bridge Engineering* 23 (abr. de 2018). DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001221.

- [78] M. Zhu, F. Mckenna e M. Scott. “OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework”. Em: *SoftwareX* 7 (jan. de 2018), pp. 6–11. doi: 10.1016/j.softx.2017.10.009.
- [79] M. Zhu e M. Scott. “Fluid-Structure interaction and Python scripting capabilities in OpenSees - PEER Researchers’ Workshop 2018”.
- [80] M. Zhu e M. Scott. “Modeling fluid-structure interaction by the Particle Finite Element Method in OpenSees”. Em: *Computers Structures* 132 (fev. de 2014), 12–21. doi: 10.1016/j.compstruc.2013.11.002.
- [81] X.-K. Zou e C.-M. Chan. “Seismic Drift Performance-Based Design Optimization of Reinforced Concrete Buildings”. Em: *13th World Conference on Earthquake Engineering - Canada. Paper No. 223* (ago. de 2004).

PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO E COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

I.1 Parâmetros de Calibração dos Materiais Utilizados

Tabela I.1: Parâmetros utilizados na calibração do material *Concrete02* para a simulação do comportamento do betão da viga VR2.

Parâmetro	Betão Não Confinado	Betão Confinado (zona da alma)	Betão Confinado (zona do banzo)
f_c, f'_c (MPa)	-44.81	-47.35	-61.20
$\varepsilon_{c1}, \varepsilon'_{c1}$ (mm/mm)	-0.002	-0.0021	-0.0027
f_{cu}, f'_{cu} (MPa)	-8.96	-9.47	-12.24
Elem 1 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.02068	-0.07489	-0.90611
Elem 2 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.03138	-0.11499	-1.39712
Elem 3 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.01346	-0.04786	-0.57503
λ	0.8		
f_t (MPa)	3.785		
E_0 (GPa)	34.50		
E_t (GPa)	1.73		

ANEXO I. PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO E COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Tabela I.2: Parâmetros utilizados na calibração do material *Concrete02* para a simulação do comportamento do betão da viga VPE.

Parâmetro	Betão Não Confinado	Betão Confinado (zona da alma)	Betão Confinado (zona do banzo)
f_c, f'_c (MPa)	-41.68	-44.22	-58.07
$\varepsilon_{c1}, \varepsilon'_{c1}$ (mm/mm)	-0.002	-0.0021	-0.0028
f_{cu}, f'_{cu} (MPa)	-8.34	-8.84	-11.61
Elem 1 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.02135	-0.07548	-0.90619
Elem 2 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.03239	-0.11585	-1.39720
Elem 3 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.01391	-0.04825	-0.57512
λ	0.8		
f_t (MPa)	3.606		
E_0 (GPa)	33.80		
E_t (GPa)	1.69		

Tabela I.3: Parâmetros utilizados na calibração do material *Concrete02* para a simulação do comportamento do betão da viga CB1.

Parâmetro	Betão Não Confinado	Betão Confinado (zona da alma)	Betão Confinado (zona do banzo)
f_{c1}, f'_{c1} (MPa)	-25.20	-28.43	-38.04
$\varepsilon_c, \varepsilon'_c$ (mm/mm)	-0.002	-0.0023	-0.0030
f_{cu}, f'_{cu} (MPa)	-5.04	-5.69	-7.61
Elem 1 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.03074	-0.08845	-0.59251
Elem 2 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.04673	-0.13567	-0.91300
Elem 3 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.03122	-0.08985	-0.60199
λ	0.8		
f_t (MPa)	2.260		
E_0 (GPa)	28.32		
E_t (GPa)	1.42		

I.1. PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Tabela I.4: Parâmetros utilizados na calibração do material *Concrete02* para a simulação do comportamento do betão da viga CB2.

Parâmetro	Betão Não Confinado	Betão Confinado (zona da alma)	Betão Confinado (zona do banzo)
f_c, f'_c (MPa)	-37.94	-41.12	-50.60
$\varepsilon_{c1}, \varepsilon'_{c1}$ (mm/mm)	-0.002	-0.0022	-0.0027
f_{cu}, f'_{cu} (MPa)	-7.59	-8.22	-10.12
Elem 1 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.02237	-0.08101	-0.58784
Elem 2 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.03392	-0.12434	-0.90606
Elem 3 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.02271	-0.08230	-0.59726
λ	0.8		
f_t (MPa)	2.800		
E_0 (GPa)	33.15		
E_t (GPa)	1.66		

Tabela I.5: Parâmetros utilizados na calibração do material *Concrete02* para a simulação do comportamento do betão da viga CB3.

Parâmetro	Betão Não Confinado	Betão Confinado (zona da alma)	Betão Confinado (zona do banzo)
f_c, f'_c (MPa)	-39.20	-42.38	-51.86
$\varepsilon_{c1}, \varepsilon'_{c1}$ (mm/mm)	-0.002	-0.0022	-0.0026
f_{cu}, f'_{cu} (MPa)	-7.84	-8.48	-10.37
Elem 1 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.01915	-0.06979	-0.50707
Elem 2 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.02805	-0.10356	-0.75583
Elem 3 - $\varepsilon_f^c, \varepsilon_f^{c'}$ (mm/mm)	-0.17798	-0.67242	-4.94633
λ	0.8		
f_t (MPa)	3.050		
E_0 (GPa)	33.15		
E_t (GPa)	1.66		

ANEXO I. PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO E COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Tabela I.6: Parâmetros utilizados na calibração do material *Steel02* para a simulação do comportamento do aço das armaduras ordinárias das vigas VR2 e VPE.

Parâmetro	Ø8mm	Ø16mm
f_y (MPa)	475.2	472.7
E_0 (GPa)	200	
b	0.0075	0.0042
R_0	12	
CR_1	0.965	
CR_2	0.5	
a_1	0.01	
a_2	0.6	
a_3	0.01	
a_4	1	
$sigInit$	0	

Tabela I.7: Parâmetros utilizados na calibração do material *Steel02* para a simulação do comportamento do aço das armaduras ordinárias da viga CB1.

Parâmetro	Ø8mm	Ø12mm
f_y (MPa)	555.3	541.5
E_0 (GPa)	200	
b	0.0045	0.003
R_0	13	
CR_1	0.93	
CR_2	0.3	
a_1	0.0028	0.0027
a_2	1	
a_3	0	
a_4	1	
$sigInt$	0	

I.1. PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Tabela I.8: Parâmetros utilizados na calibração do material *Steel02* para a simulação do comportamento do aço das armaduras ordinárias das vigas CB2 e CB3.

Parâmetro	Ø8mm	Ø12mm
f_y (MPa)	547.4	515.6
E_0 (GPa)	200	
b	0.0045	0.0043
R_0	13	
CR_1	0.965	
CR_2	0.9	
a_1	0.01	
a_2	0.6	
a_3	0.08	
a_4	1	
$sigInt$	0	

Tabela I.9: Parâmetros utilizados na calibração do material *Bond SP01* para a simulação do escorregamento das armaduras ordinárias da viga VR2.

Parâmetro	Ø8mm	Ø16mm
f_y (MPa)	475.2	472.7
f_u (MPa)	621.7	601.4
s_y (mm)	0.0330	0.0330
s_u (mm)	1.1558	1.1561
b_s	0.3	
R_s	0.9	

Tabela I.10: Parâmetros utilizados na calibração do material *Bond SP01* para a simulação do escorregamento das armaduras ordinárias da viga VPE.

Parâmetro	Ø8mm	Ø16mm
f_y (MPa)	475.2	472.7
f_u (MPa)	621.7	601.4
s_y (mm)	0.0330	0.0330
s_u (mm)	1.1558	1.1562
b_s	0.3	
R_s	0.9	

ANEXO I. PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO E COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Tabela I.11: Parâmetros utilizados na calibração do material *Bond SP01* para a simulação do escorregamento das armaduras ordinárias da viga CB1.

Parâmetro	Ø8mm	Ø12mm
f_y (MPa)	555.3	541.5
f_u (MPa)	650.0	630.4
s_y (mm)	0.0330	0.0330
s_u (mm)	1.1558	1.1562
b_s	0.3	
R_s	0.9	

Tabela I.12: Parâmetros utilizados na calibração do material *Bond SP01* para a simulação do escorregamento das armaduras ordinárias e cordão de pré-esforço aderente das vigas CB2 e CB3.

Parâmetro	Ø8mm	Ø12mm	Cordão CB2	Cordão CB3
f_y (MPa)	547.4	515.6	1366.67	1550.0
f_u (MPa)	640.5	619.0	1366.67	1550.0
s_y (mm)	0.0330	0.0330	0.0332	0.0333
s_u (mm)	1.1558	1.1560	1.1625	1.1647
b_s	0.3			
R_s	0.9			

Tabela I.13: Parâmetros utilizados na calibração do material *Steel02* para a simulação do comportamento do cordão de pré-esforço não aderente da viga VPE.

Parâmetro	Cordão
f_y (MPa)	1390.0
E_0 (GPa)	195
b	0.0001
R_0	12
CR_1	0.965
CR_2	0.5

I.1. PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Tabela I.14: Parâmetros utilizados na calibração do material *Steel02* para a simulação do comportamento do cordão de pré-esforço não aderente da viga CB2.

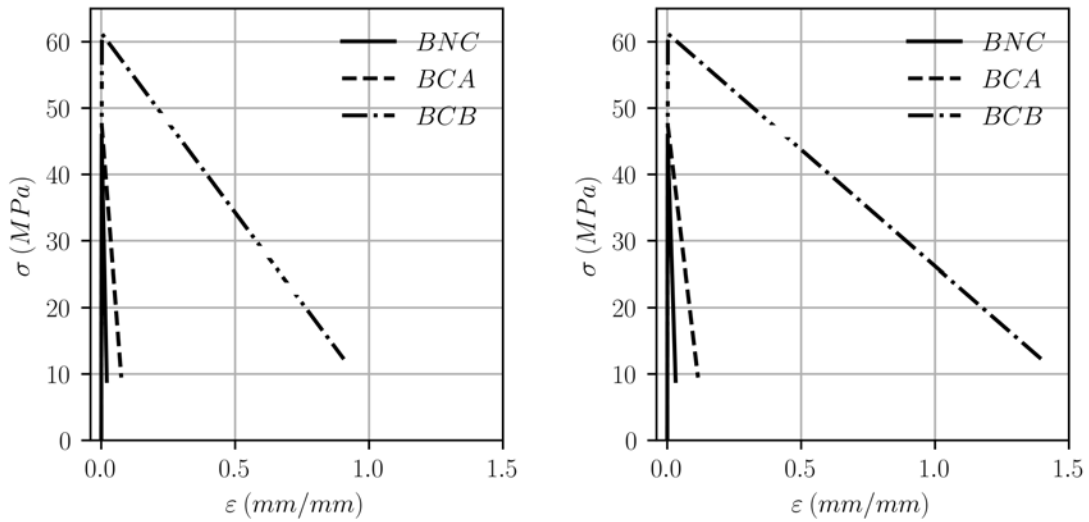
Parâmetro	Cordão
f_y (MPa)	1366.67
E_0 (GPa)	195
b	0.0001
R_0	13
CR_1	0.965
CR_2	0.9

Tabela I.15: Parâmetros utilizados na calibração do material *Steel02* para a simulação do comportamento do cordão de pré-esforço não aderente da viga CB3.

Parâmetro	Cordão
f_y (MPa)	1550.0
E_0 (GPa)	195
b	0.0001
R_0	13
CR_1	0.965
CR_2	0.9

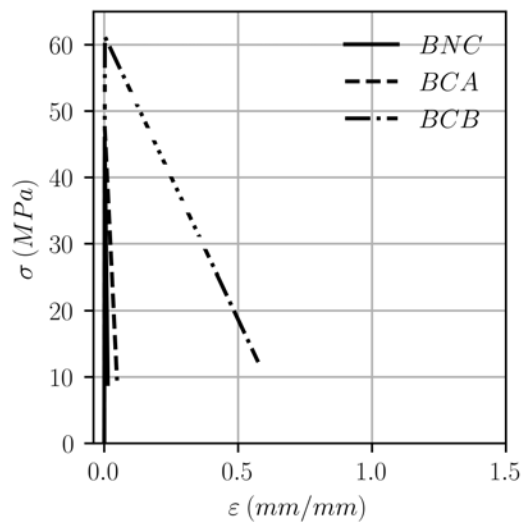
I.2 Comportamento Mecânico dos Materiais Utilizados

I.2.1 Modelo VR2



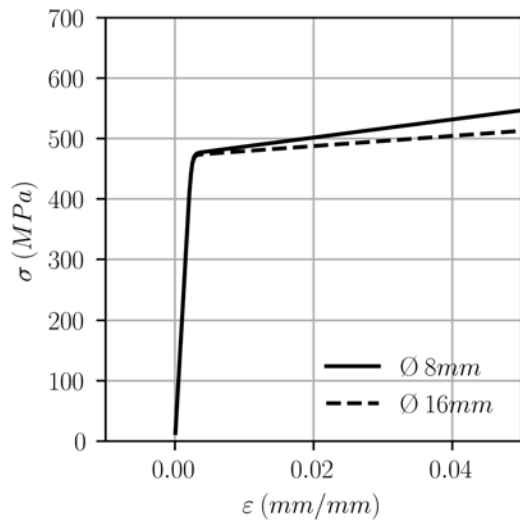
(a) Elemento 1

(b) Elemento 2

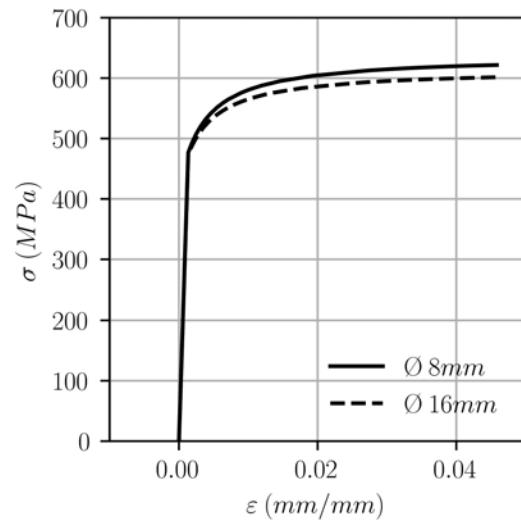


(c) Elemento 3

Figura I.1: Curva tensão-extensão do material Betão (*Concrete02*) no modelo da viga VR2 (BNC - betão não confinado. BCA - betão confinado na zona da alma. BCB - betão confinado na zona do banzo).



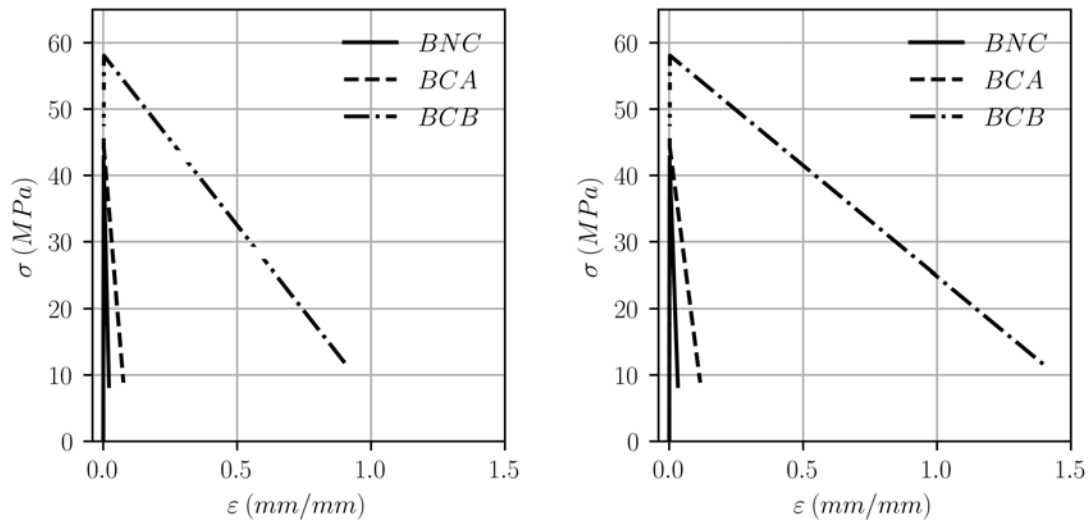
(a) Material *Steel02*



(b) Material *Bond SP01*

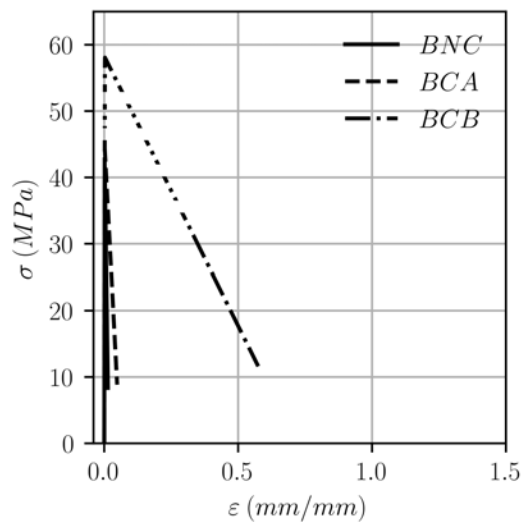
Figura I.2: Curva tensão-extensão do material Aço (*Steel02*) e material relativo à simulação do escorregamento das armaduras ordinárias (*Bond SP01*) no modelo da viga VR2.

I.2.2 Modelo VPE



(a) Elemento 1

(b) Elemento 2



(c) Elemento 3

Figura I.3: Curva tensão-extensão do material *Concrete02* no modelo da viga VPE (BNC - betão não confinado. BCA - betão confinado na zona da alma. BCB - betão confinado na zona do banzo).

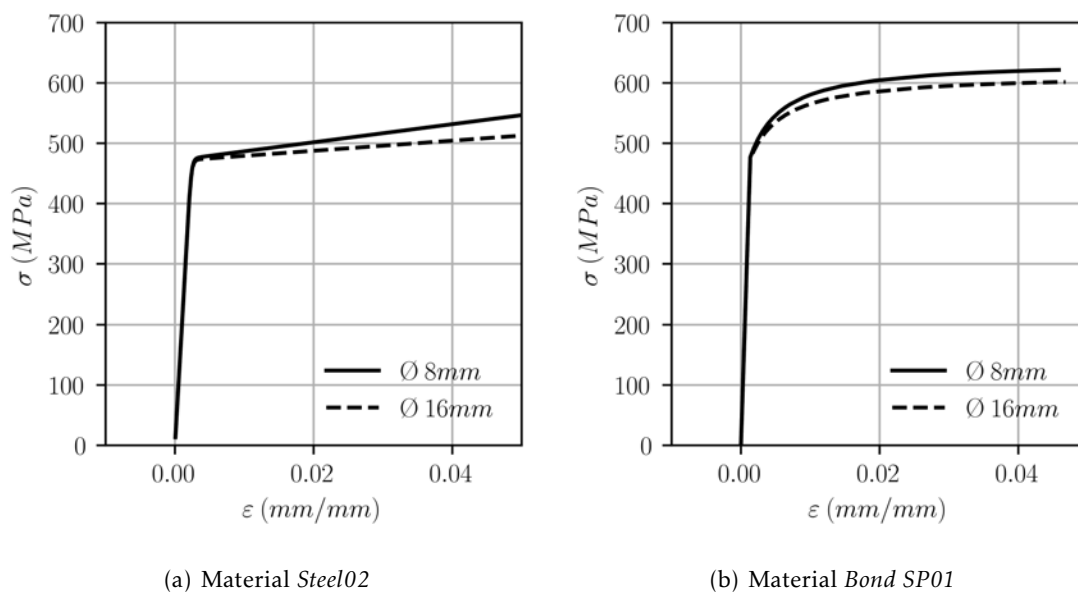


Figura I.4: Curva tensão-extensão do material Aço (*Steel02*) e material relativo à simulação do escorregamento das armaduras ordinárias (*Bond SP01*) no modelo da viga VPE.

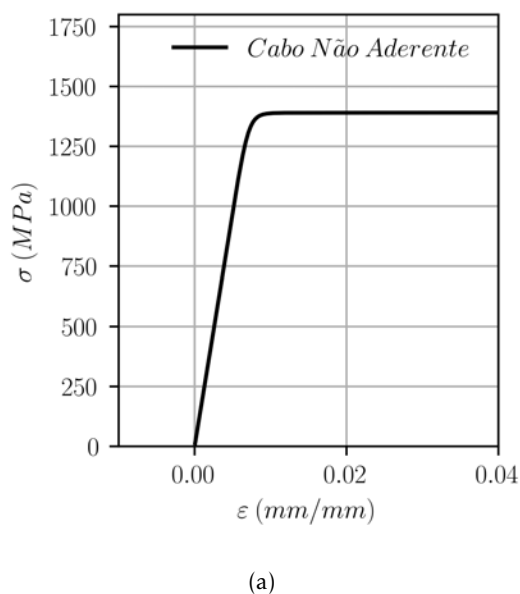
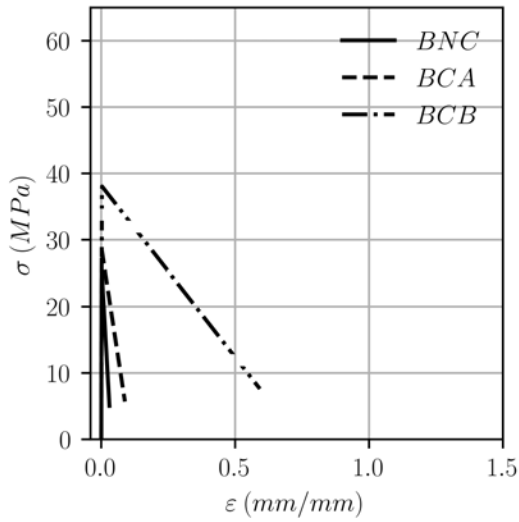
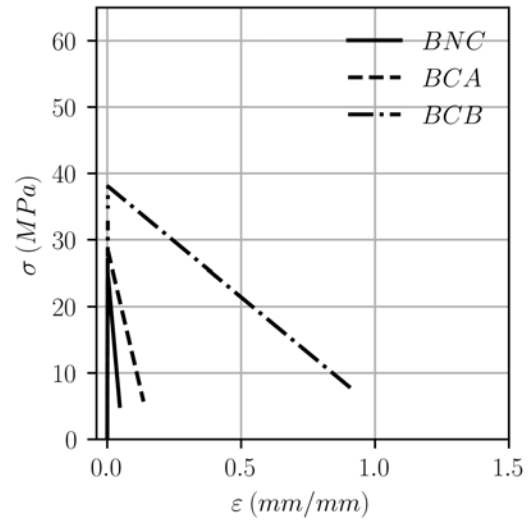


Figura I.5: Curva tensão-extensão do material para a simulação do comportamento do cabo de pré-esforço não aderente (*Steel02*) no modelo da viga VPE.

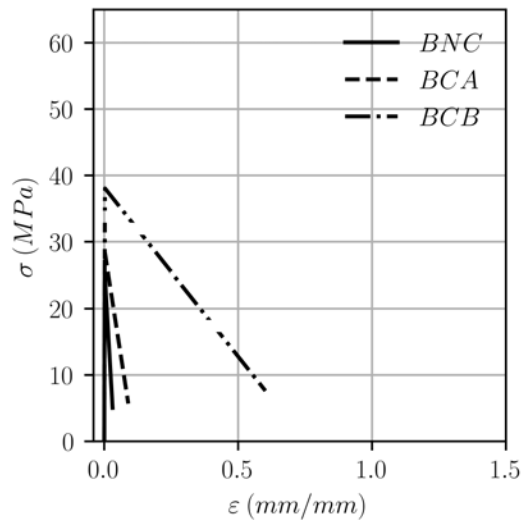
I.2.3 Modelo CB1



(a) Elemento 1



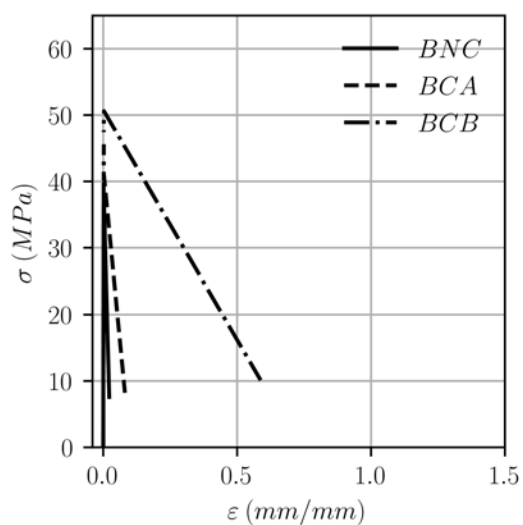
(b) Elemento 2



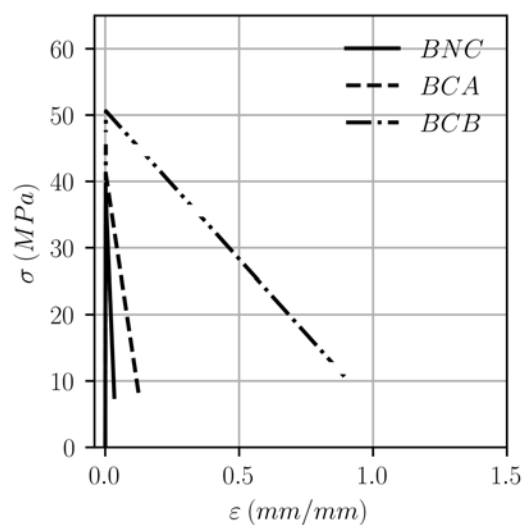
(c) Elemento 3

Figura I.6: Curva tensão-extensão do material *Concrete02* no modelo da viga CB1 (BNC - betão não confinado. BCA - betão confinado na zona da alma. BCB - betão confinado na zona do banço).

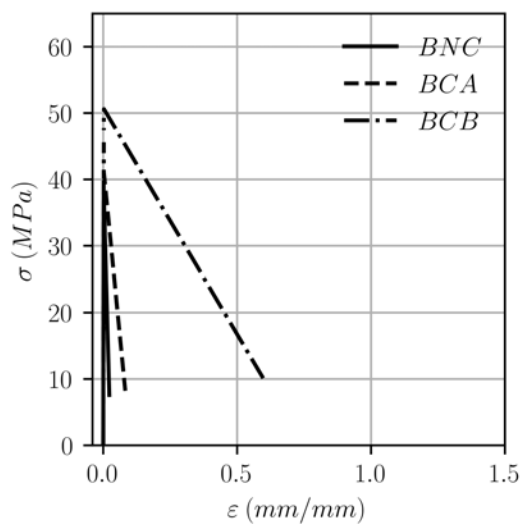
I.2.4 Modelo CB2



(a) Elemento 1



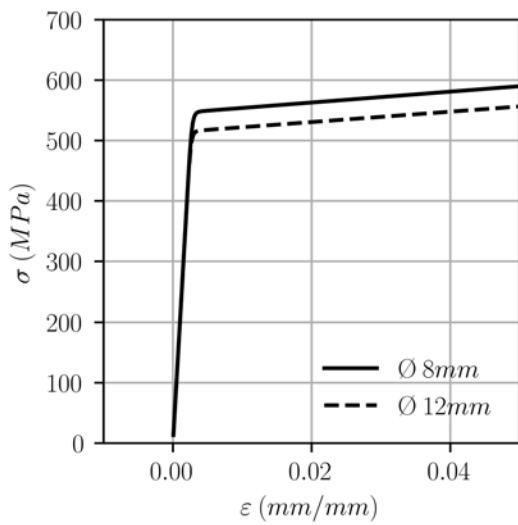
(b) Elemento 2



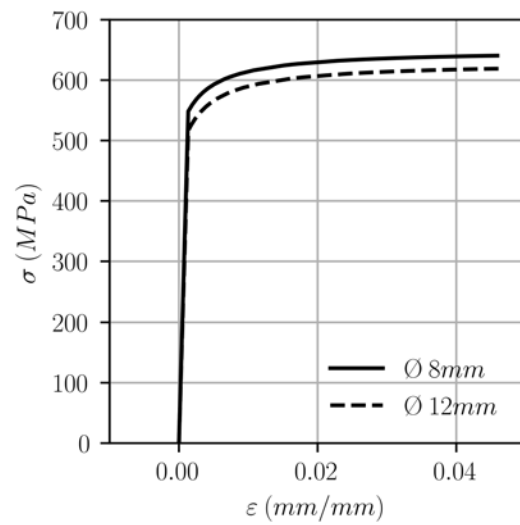
(c) Elemento 3

Figura I.9: Curva tensão-extensão do material *Concrete02* no modelo da viga CB2 (BNC - betão não confinado. BCA - betão confinado na zona da alma. BCB - betão confinado na zona do banzo).

ANEXO I. PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO E COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

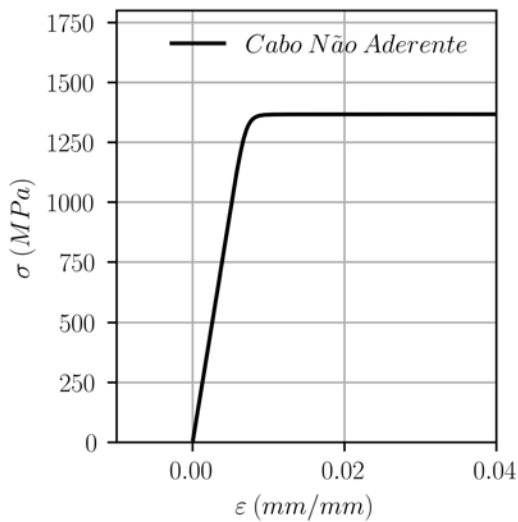


(a) Material *Steel02*

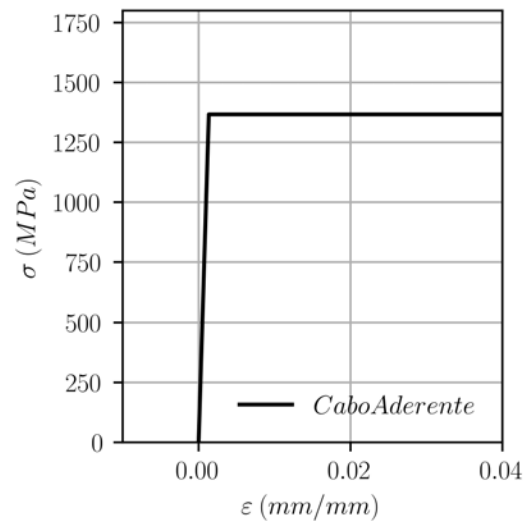


(b) Material *Bond SP01*

Figura I.10: Curva tensão-extensão do material Aço (*Steel02*) e material relativo à simulação do escorregamento das armaduras ordinárias (*Bond SP01*) no modelo da viga CB2.



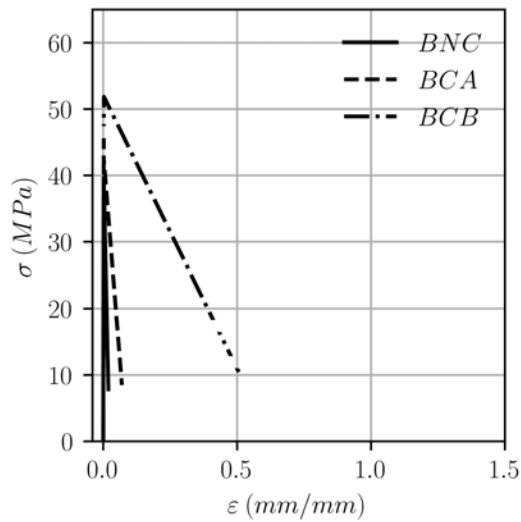
(a) Material *Steel02*



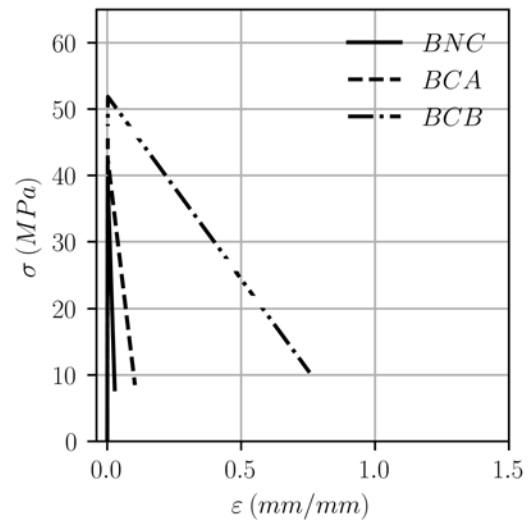
(b) Material *Bond SP01*

Figura I.11: Curva tensão-extensão do material para a simulação do comportamento do cabo de pré-esforço não aderente (*Steel02*) e aderente (*Bond SP01*) no modelo da viga CB2.

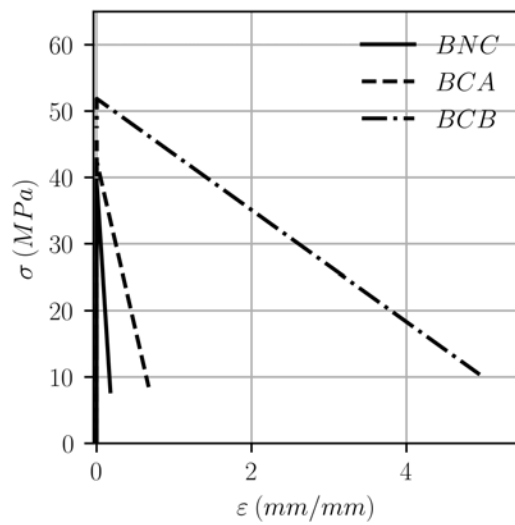
I.2.5 Modelo CB3



(a) Elemento 1



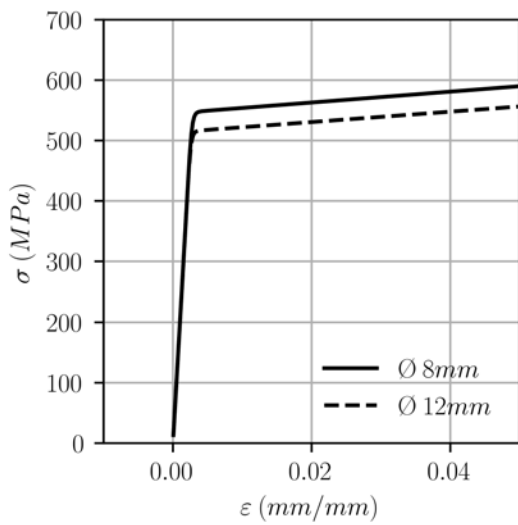
(b) Elemento 2



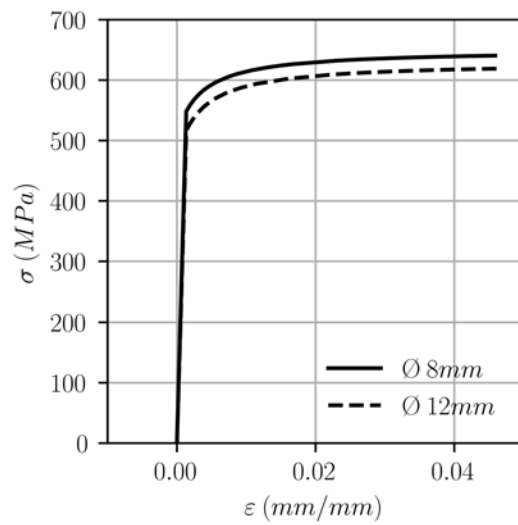
(c) Elemento 3

Figura I.12: Curva tensão-extensão do material *Concrete02* no modelo da viga CB3 (BNC - betão não confinado. BCA - betão confinado na zona da alma. BCB - betão confinado na zona do banzo).

ANEXO I. PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO E COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

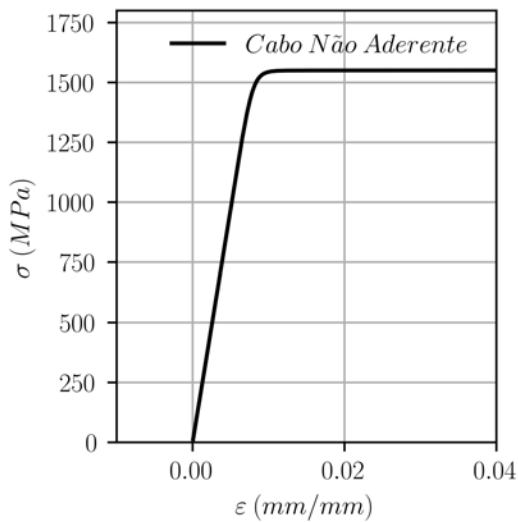


(a) Material *Steel02*

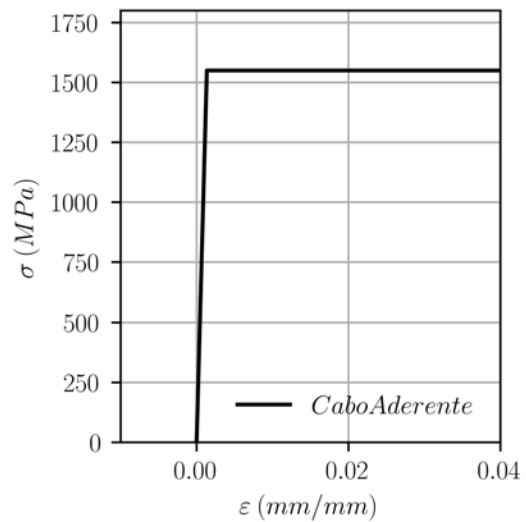


(b) Material *Bond SP01*

Figura I.13: Curva tensão-extensão do material Aço (*Steel02*) e material relativo à simulação do escorregamento das armaduras ordinárias (*Bond SP01*) no modelo da viga CB3.



(a) Material *Steel02*



(b) Material *Bond SP01*

Figura I.14: Curva tensão-extensão do material para a simulação do comportamento do cabo de pré-esforço não aderente (*Steel02*) e aderente (*Bond SP01*) no modelo da viga CB3.

