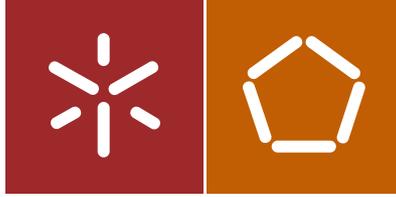




Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Mariana Gil Conde Andrade

Estudo numérico sobre o reforço de pilares de betão armado com cantoneiras e presilhas metálicas. Análise Paramétrica e Modelo de Cálculo



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Mariana Gil Conde Andrade

Estudo numérico sobre o reforço de pilares
de betão armado com cantoneiras e presilhas
metálicas. Análise Paramétrica e Modelo de
Cálculo

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efectuado sob a orientação do
Professora Doutora Maria Isabel Brito Valente
Doutor Julio Garzón Roca

AGRADECIMENTOS

À minha orientadora, professora Isabel Valente, pelos experientes conselhos, palavras de encorajamento, prudentes advertências e pelos momentos de descontração acompanhados de grandes sorrisos.

Ao Dr Julio Roca, pelo exemplo de referência, por todo o incentivo, conselhos e críticas construtivas. Apesar de nos comunicarmos em línguas diferentes, sempre procurou que eu percebesse tudo o que me explicava e que tivesse gosto no meu trabalho, tal como ele teve. Obrigada Dr Julio porque conseguiu! Prometo que vou aprender a falar melhor inglês!

Agradeço a ambos por nunca me ter arrependido da minha escolha, e por sempre querer fazer mais e melhor, para seguir os exemplos que me acompanharam neste percurso final.

Aos meus avós, que se preocupam comigo e têm orgulho em mim. Obrigada pelos miminhos tão bons. Ao meu anjo da guarda só gostava de poder dar um abraço apertado, para agradecer toda a proteção que me deu ao longo deste percurso, por me fazer sentir sempre acompanhada e capaz de realizar os meus sonhos. Espero que estejas a sorrir orgulhoso de mim avozinho.

Aos meus amigos que sempre me acompanham desde o início desta caminhada, Bió, Paparazzi, Ricardo, Vicente, Dani, Max, Diana, Tiago e Agostinho. À Bela, Tânia, Cabeças e Patrícia, por contribuírem com muitas gargalhadas, e por sempre me fazerem sentir a vossa filhinha. Espero que estejam orgulhosos da vossa “Risos Maria”.

Aos meus “doços” Marta e Wilson. Uma amizade tão nossa, com altos e baixos, mas sempre unida nas adversidades e cheia de alegrias partilhadas. Aos meus afilhados por todo o carinho que sentem por mim desde o início.

À Vera por me ajudar a suportar os meus momentos de ansiedade e por todas as coisas maravilhosas que representa para mim.

À Belinha, a minha irmã, minha amiga, minha tudo. Obrigada por seres o meu exemplo de determinação, responsabilidade, generosidade e alegria. Fazes de mim melhor pessoa, sou grata por tudo o que significas para mim. Sempre juntas!

À Sandra e ao Armando, por gostar mais de vós que de música. Para “mi” vós sois meu “sol”.

Às minhas primas Kikas e Susana, pelo amor fraterno. Por sempre terem uma palavra de motivação e por acalmarem os meus receios. Pelas alegrias partilhadas, e lágrimas enxugadas.

Aos meus pais, por todo o apoio, mas principalmente por me fazerem ver que o amor de uma família unida vence tudo. Obrigada pela paciência, pelo exemplo de luta, e por sempre me fazerem ver que sou capaz de tudo, porque vos tenho comigo! Amo-vos tanto!

Às minhas irmãs, que nenhuma distância nos impede de estarmos sempre unidas. São o meu maior amor. À Nini pelo exemplo maternal e por abdicar do seu próprio bem pelo dos outros. As saudades são tantas... À minha Kika, a minha “pequena”, o meu braço direito neste trabalho, pelos mimos que me dá e por me sentir completa, porque amor maior que este não existe!

A Deus por me fazer sentir sempre uma menina feliz!

O vosso reconhecimento e amor é a minha maior recompensa!

Estudo numérico sobre o reforço de pilares de betão armado com cantoneiras e presilhas metálicas.

Análise paramétrica e modelo de cálculo

RESUMO

O reforço de um pilar surge da necessidade de corrigir anomalias que podem decorrer de deficiências de projeto, de construção ou de utilização, resultantes de fatores relacionados com a degradação dos materiais estruturais, alteração da geometria da estrutura e/ou ações atuantes.

Existem várias técnicas de reforço. Algumas caracterizam-se pelo aumento da capacidade resistente a ações sísmicas, como a técnica de encamisamento e outras pela elevada resistência à corrosão e à fadiga, como a técnica de reforço com FRP's. A técnica de *steel caging* surge como uma variante de encamisamento e é destinada ao reforço de pilares de secção retangular em betão armado. Esta técnica consiste em colocar uma cantoneira metálica em cada um dos quatro cantos do pilar e uni-las entre si através de uma série de presilhas soldadas. Este tipo de reforço apresenta uma certa complexidade no seu comportamento estrutural, especialmente quando existem esforços de flexo-compressão no pilar, de tal forma que atualmente não existe uma metodologia analítica que permita efetuar o seu dimensionamento de forma satisfatória.

O presente trabalho, tem em vista o desenvolvimento de um estudo numérico sobre a influência, de vários fatores, como sejam, a dimensão dos pilares, a dimensão dos elementos que formam o reforço (cantoneiras e presilhas) e as propriedades mecânicas dos materiais constituintes do pilar de betão armado e do reforço, no comportamento à flexo-compressão de pilares de betão armado reforçados com a técnica de *steel caging*. Desenvolveram-se modelos de elementos finitos 3D, com os quais se obtiveram digramas de interação entre o esforço axial e o momento fletor. Estes diagramas possibilitaram uma análise comparativa entre todos os modelos construídos. A partir dos resultados obtidos com os modelos de elementos finitos, foi possível explicar o funcionamento global deste sistema de reforço e avaliar a importância dos parâmetros analisados.

Palavras-chave: *Steel Caging*, Cantoneiras e Presilhas de Aço, Flexo-compressão, Diagrama *N-M*, Método dos Elementos Finitos

Numerical study on the strengthening of reinforced concrete columns with steel angles and straps.

Parametrical analysis and analytical model

ABSTRACT

The strengthening of a reinforced concrete column emerges from the need to correct anomalies that can result from project deficiencies, bad construction or use, degradation of structural materials, changes in the geometry of the structure and / or alterations on the loadings.

There are many strengthening techniques. Some are characterized by the increased resistance capacity to seismic actions, such as jacketing and other techniques for increase resistance against corrosion and fatigue, as the reinforcement with FRP's. The steel caging technique emerged as a variant of jacketing and is aimed at reinforcing columns of reinforced concrete with rectangular cross section. This technique consists in placing a metal angle in each of the four corners of the RC column and join them together with welded straps. The reinforced columns present a certain complexity in their structural behavior, especially when there is flexion-compressive forces on the structural element, so that currently there is no analytical methodology to make that design satisfactorily.

This study has in view the development of a numerical study about the influence of various factors on the behavior of RC columns submitted to bending and compression. The analyzed factors are the dimension of the RC columns, the dimensions of the elements included in the strengthening (angles and straps) and the mechanical properties of the materials used in the RC column (concrete and reinforcement). 3D finite elements were carried out to diagrams of interaction between axial force and bending moment. These diagrams enabled a comparative analysis between all models. From the results obtained in the conducted finite element model, it was possible to explain the overall behavior of the reinforcement system and assess the importance of the analyzed parameters.

Keywords: Steel Caging, Steel Angles and Straps, N-M Diagram, Flexo-compression, Parametric Analysis, Finite Element Method

Nunca desista daquilo que quer realmente fazer. A pessoa com grandes sonhos é mais poderosa do que aquela que conhece todos os factos.

Jackson Brown

... Porque eu sou do tamanho do que vejo e não do tamanho da minha altura... E o que vejo são meus sonhos.

Alberto Caeiro

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento geral	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Estrutura e conteúdo da dissertação.....	2
2.	ESTADO DO CONHECIMENTO.....	5
2.1.	Reforço com <i>Steel Caging</i>	5
2.2.	Mecanismos Resistentes	8
2.2.1.	Transmissão direta de esforços na ligação viga-pilar.....	8
2.2.2.	Efeito de confinamento imposto pelo reforço ao pilar	9
2.2.3.	Transmissão de esforços rasantes	11
2.3.	Evolução histórica da técnica de <i>steel caging</i>	12
2.3.1.	Frangou, Pilakoutas & Dritsos (1995).....	12
2.3.2.	Ramírez et al. (1997)	13
2.3.3.	Cirtek (2001a, 2001b).....	14
2.3.4.	Adam (2007), Adam et al. (2008a, 2008b).....	16
2.3.5.	Giménez et al. (2009)	17
2.3.6.	Montuori & Piluso (2009)	19
2.3.7.	Li et al. (2009)	20
2.3.8.	Garzón-Roca, et al. (2011a, 2011b, 2012)	21
3.	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS: ESTUDO PARAMÉTRICO.....	25
3.1.	Introdução	25
3.2.	Descrição dos modelos de elementos finitos	26

3.2.1.	Geometria	26
3.2.2.	Condições fronteira e cargas aplicadas.....	30
3.2.3.	Tipos de elementos finitos	31
3.2.4.	Modelo constitutivo do betão	33
3.2.4.1.	Comportamento do betão à tração.....	33
3.2.4.2.	Comportamento do betão à compressão.....	34
3.2.5.	Modelo constitutivo do aço	35
3.2.6.	Modelo constitutivo da argamassa	35
3.2.7.	Interação entre os vários componentes.....	36
3.3.	Estudo paramétrico	36
3.3.1.	Parâmetros estudados	38
3.3.1.1.	Dimensões dos capitéis	38
3.3.1.2.	Dimensões das cantoneiras.....	38
3.3.1.3.	Número de presilhas.....	39
3.3.1.4.	Resistência à compressão do betão	39
3.3.1.5.	Tensão de cedência do aço do reforço	40
3.3.1.6.	Secção transversal de armadura longitudinal.....	40
3.3.1.7.	Geometria dos modelos.....	40
4.	RESULTADOS E ANÁLISES	43
4.1.	Diagramas $N-M$	43
4.2.	Resultados obtidos do estudo paramétrico	45
4.2.1.	Influência da presença dos capitéis	45
4.2.2.	Influência das dimensões dos capitéis.....	45

4.2.3.	Influência do tamanho das cantoneiras.....	47
4.2.4.	Influência da quantidade de presilhas.....	48
4.2.5.	Influência da tensão de cedência dos elementos de reforço	50
4.2.6.	Influência da área de armadura longitudinal	51
4.2.7.	Influência da resistência à compressão do betão	53
4.3.	Ligação viga-pilar – Impacto do reforço para diferentes níveis de esforço axial.....	54
4.3.1.	Impacto da aplicação dos capitéis	54
4.3.1.1.	Nível de esforço axial reduzido	55
4.3.1.2.	Nível de esforço axial associado ao momento fletor máximo	57
4.4.	Análise global dos resultados	59
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	61
5.1.	Conclusões	61
5.2.	Recomendações para trabalhos posteriores	63
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65
	LISTA DE ENDEREÇOS DOS SITES CONSULTADOS	68
	ANEXOS	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Pilar em Betão Armado reforçado com cantoneiras e presilhas de aço.....	5
Figura 2.2: Contacto estabelecido entre o pilar e o reforço	6
Figura 2.3: Reforço da ligação viga-pilar: (a) Capitéis em aço; (b) Tubos de aço soldados; (c) Sem qualquer tipo de elemento de reforço	9
Figura 2.4: Modos de rotura: (a) Aplicação de capitéis; (b) Aplicação de tubos de aço (Jose M. Adam <i>et al.</i> , 2008).....	9
Figura 2.5: Confinamento imposto pelo reforço ao pilar (Calderón <i>et al.</i> , 2009).....	10
Figura 2.6: Confinamento do pilar em secções sem presilhas (Dritsos & Pilakoutas, 1992) .	10
Figura 2.7: Transmissão de esforços rasantes (Jose M. Adam <i>et al.</i> , 2008)	11
Figura 2.8: Pilar reforçado proposto por Cirtek (2001a, 2001b).....	15
Figura 2.9: Ligação viga pilar dos provetes ensaiados por Adam (2007), Adam <i>et al.</i> (2008a, 2008b): (a) aplicação de capitéis; (b) tubos de aço	16
Figura 2.10: Modelo de elementos finitos proposto por Adam (2007), Adam <i>et al.</i> (2008a, 2008b).....	17
Figura 2.11: Proposta de reforço de Giménez <i>et al.</i> (2009)	18
Figura 2.12: Modo de rotura do pilar ensaiado por Giménez <i>et al.</i> (2009).....	18
Figura 2.13: Aplicação de carga axial excêntrica (Montuori & Piluso, 2009).....	19
Figura 2.14: Confinamento de acordo com a proposta de Montuori & Piluso (2009).....	20
Figura 2.15: Elementos de conexão na ligação viga pilar propostos por Garzón- Roca <i>et al.</i> (2011a, 2011b, 2012): (a) Capitéis de aço; (b) Capitéis de aço com recurso a buchas químicas; (c) Capitéis de aço unidos pela interceção de uma barra de aço; (d) Tubos de aço soldados ao reforço de ambos os lados	22
Figura 2.16: Modelo de elementos finitos realizado por Garzón-Roca <i>et al.</i> (2011a, 2011b, 2012): a) Amostra experimental; b) Modelo desenvolvido considerando as simetrias.....	23
Figura 3.1: Geometria do Modelo 1: (a) Dimensões da estrutura; (b) Dimensões das secções transversais (medidas em mm)	26
Figura 3.2: Geometria do Modelo 2: (a) Dimensões da estrutura; (b) Dimensões das secções transversais (medidas em mm)	27

Figura 3.3: Armaduras longitudinais e transversais do Modelo 1: (a) corte longitudinal; (b) secções transversais (medidas em mm).....	28
Figura 3.4: Armaduras longitudinais e transversais do Modelo 2: (a) corte longitudinal; (b) secções transversais (medidas em mm).....	28
Figura 3.5: Reforço da estrutura (cantoneiras, presilhas e capitéis): (a) Modelo 1; (b) Modelo 2 (medidas em mm).....	29
Figura 3.6: Detalhe do capitel soldado à ligação viga-pilar e à última presilha (medidas em mm).....	29
Figura 3.7: Planos de simetria da estrutura considerados na modelação numérica (Garzón-Roca, 2013).....	30
Figura 3.8: Peça metálica: Apoio simples e aplicação de carga axial.....	31
Figura 3.9: Elemento finito tipo C3D8R.....	31
Figura 3.10: Elemento finito tipo T2D3.....	32
Figura 3.11: Elemento finito tipo C3D4.....	32
Figura 3.12: Modelo constitutivo do betão: Comportamento do betão à compressão.....	34
Figura 3.13: Modelo constitutivo do betão: Comportamento do betão à tração.....	35
Figura 3.14: Modelos de elementos finitos de referência: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2.....	37
Figura 3.15: Estudo numérico: Variação das dimensões dos capitéis: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2.....	38
Figura 3.16: Estudo Numérico: Variação das dimensões das cantoneiras: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2.....	39
Figura 3.17: Estudo Numérico: Variação da quantidade de presilhas: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2.....	39
Figura 3.18: Modelo numérico de Garzón-Roca (2013): (a) Vista longitudinal; (b) Secção transversal do pilar; (c) Secção transversal da viga.....	40

Figura 3.19: Modelo 1: (a) Vista longitudinal; (b) Secção transversal do pilar; (c) Secção transversal da viga	41
Figura 3.20: Modelo 2: (a) Vista longitudinal; (b) Secção transversal do pilar; (c) Secção transversal da viga	41
Figura 4.1: Diagramas de interação entre forças e deslocamentos para cada incremento de tempo: (a) Diagrama relativo ao Modelo 1; (b) Diagrama relativo ao Modelo 2	44
Figura 4.2: Diagramas $N-M$ para o reforço com e sem capitéis: (a) Resultados provenientes do Modelo 1; (b) Resultados provenientes do Modelo 2.....	45
Figura 4.3: Diagramas $N-M$ para a alteração nas dimensões dos capitéis: (a) resultados de Garzón-Roca <i>et al</i> (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados	46
Figura 4.4: Diagramas $N-M$ para a alteração nas dimensões das cantoneiras: (a) resultados de Garzón-Roca <i>et al</i> (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados	47
Figura 4.5: Diagramas $N-M$ para a alteração da quantidade de presilhas: (a) resultados de Garzón-Roca <i>et al</i> (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados	49
Figura 4.6: Deformação das cantoneiras dos modelos com 3 presilhas.....	50
Figura 4.7: Diagramas $N-M$ para o aumento da tensão de cedência no material de reforço: (a) resultados de Garzón-Roca <i>et al</i> (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados	51
Figura 4.8: Diagramas $N-M$ para a variação da área de armadura longitudinal: (a) resultados de Garzón-Roca <i>et al</i> (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados	52
Figura 4.9: Diagramas $N-M$ para a variação da resistência à compressão do betão: (a) resultados de Garzón-Roca <i>et al</i> (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados	53
Figura 4.10: Tensões instaladas na ligação viga-pilar, com e sem capitéis: (a) Modelo 1: $N=200$ kN; (b) Modelo 2: $N=600$ kN	55

Figura 4.11: Deformação plástica na ligação viga-pilar, com e sem capitéis: (a) Modelo 1: $N=200$ kN; (b) Modelo 2: $N=600$ kN56

Figura 4.12: Tensões instaladas na ligação viga-pilar, com e sem capitéis: (a) Modelo 1: $N=1000$ kN; (b) Modelo 2: $N=1800$ kN57

Figura 4.13: Deformação plástica na ligação viga-pilar, com e sem capitéis: (a) Modelo 1: $N=1000$ kN; (b) Modelo 2: $N=1800$ kN58

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Vantagens e desvantagens de várias técnicas de reforço.....	7
Tabela 3.1: Parâmetros estudados	37

ÍNDICE DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

f_c – Resistência à compressão do betão

f_s – Tensão de cedência das armaduras

f_{yL} – Tensão de cedência do aço do reforço

BA – Betão Armado

FRP – Polímeros Reforçados com Fibras

MEF – Método dos Elementos Finitos

N-M – Interação entre Esforço Axial e Momento Fletor

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento geral

O presente trabalho refere-se a uma dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho e intitulada “*Estudo numérico sobre o reforço de pilares de betão armado com cantoneiras e presilhas metálicas. Análise paramétrica e modelo de cálculo*”.

Pela denominação comum, o reforço destina-se à correção de anomalias que decorrem de deficiências de projeto, de construção ou até mesmo de utilização (Santos & Almeida, 2002). Reforçar um pilar é um grande desafio, na medida em que este pertence ao suporte de uma estrutura. A partir do instante em que o pilar deixa de exercer as funções para o qual foi dimensionado e projetado, ou quando a solicitação da estrutura se altera, como por exemplo, quando surgem ações acidentais, toda a estrutura pode ficar comprometida.

A necessidade de reforçar um pilar resulta de diversos fatores como por exemplo, a degradação dos materiais estruturais causada, pela combinação de agentes atmosféricos com poluição e por assentamentos de apoio. A modificação da geometria da estrutura ou das ações atuantes, e o aumento do nível de segurança são também fatores determinantes na decisão de reforçar um pilar.

De modo a evitar o colapso estrutural e garantir a segurança adequada, é função de um engenheiro, encontrar a solução de reforço mais indicada. (J M Adam, 2007)

Existem várias técnicas de reforço. Algumas caracterizam-se pelo aumento da capacidade resistente a ações sísmicas, como a técnica de encamisamento e outras pela elevada resistência à corrosão e à fadiga, como a técnica de reforço com FRP's. Esta última técnica apresenta facilidades de aplicação, mas o seu custo é elevado e a toxicidade presente nos materiais de reforço também (Pereira, 2012).

A técnica de *steel caging* surge como uma variante de encamisamento e é destinada ao reforço de pilares de secção retangular em betão armado. Consiste na colocação de cantoneiras metálicas em cada canto do pilar retangular, unidas através de presilhas metálicas. Esta técnica salienta-se pela facilidade de aplicação, eficácia e economia (Garzón-Roca, Adam, & Calderón, 2011). O comportamento de pilares reforçados com a referida técnica é objeto de estudo nesta dissertação.

Considerando estudos anteriormente realizados e o conjunto de ensaios experimentais reportados na bibliografia (em que a maioria dos provetes foi testado sob efeito de cargas axiais), e face à complexidade do comportamento dos reforços aplicados com esta técnica quando o pilar é solicitado por esforços de flexo-compressão, verifica-se a necessidade de

desenvolver uma metodologia que permita um dimensionamento correto do pilar reforçado (Garzón-Roca, Ruiz-Pinilla, Adam, & Calderón, 2011).

1.2. Objetivos

A dissertação inicia-se com a construção de um modelo de elementos finitos de um pilar reforçado com a técnica de *steel caging*, que servirá como ponto de partida para o desenvolvimento de um estudo numérico alargado dedicado à avaliação da influência dos parâmetros mais relevantes no comportamento à flexo-compressão de pilares de betão armado reforçados com cantoneiras e presilhas metálicas.

A avaliação da influência desses parâmetros, é possibilitada pela realização de um estudo paramétrico utilizando o método dos elementos finitos (MEF), onde se pretende analisar a influência que diferentes fatores geométricos e mecânicos podem ter no comportamento à flexo-compressão de um pilar de betão armado reforçado com cantoneiras e presilhas de aço (*steel caging*): a dimensão dos pilares e dos elementos que formam o reforço (cantoneiras e presilhas), as propriedades mecânicas dos materiais constituintes do pilar e do reforço, a colocação de elementos adicionais na zona do nó entre viga e o pilar para melhorar a transmissão de esforços entre a estrutura e o reforço;

Pretende-se com este trabalho contribuir para o desenvolvimento da técnica de reforço de pilares de betão armado com *steel caging*.

1.3. Estrutura e conteúdo da dissertação

A dissertação está estruturada em cinco capítulos. O presente capítulo (Capítulo 1) introduz o tema da dissertação e estabelece os objetivos principais a alcançar com o trabalho desenvolvido.

Seguidamente, no Capítulo 2, realiza-se um levantamento bibliográfico de trabalhos desenvolvidos por vários autores no âmbito da temática do reforço de pilares de betão armado. Descrevem-se os fatores preponderantes no comportamento dos pilares reforçados com cantoneiras e presilhas metálicas, e descrevem-se as propostas de diversos autores, com vista à melhoria do comportamento de pilares reforçados com esta técnica.

O Capítulo 3 apresenta os modelos de elementos finitos desenvolvidos de pilares de betão armado reforçados com a técnica de *steel caging* e submetidos a esforços de flexão e compressão. Estes modelos foram construídos com base num modelo anteriormente realizado e validado. Nos modelos desenvolvidos fez-se variar as dimensões das secções transversais da viga e do pilar, mantendo-se constantes as propriedades mecânicas dos materiais. Ainda

neste capítulo, apresenta-se o estudo paramétrico que consistiu em variar propriedades geométricas e mecânicas do reforço e dos materiais constituintes do pilar.

O Capítulo 4 destina-se à análise dos resultados obtidos no estudo paramétrico e à sua comparação com os modelos de elementos finitos anteriormente validados. Essa comparação foi realizada com base nos diagramas de interação entre esforço axial e momento fletor. Com a análise comparativa, pretendeu-se estudar a influência da variação dos parâmetros e o aumento da geometria das secções transversais do pilar e da viga no comportamento à flexo-compressão do pilar reforçado.

Por fim, no Capítulo 5, apresentam-se as considerações finais, fazendo uma síntese do trabalho desenvolvido, e apresentando os aspetos que poderão vir a ser alvo de estudo e de investigações futuras, por forma a dar continuidade ao trabalho realizado nesta dissertação.

2. ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1. Reforço com *Steel Caging*

Na engenharia civil, todos os dias são apresentados novos dilemas. O reforço de estruturas é um desafio que carece de especial atenção por parte de um engenheiro civil, pois este deve encontrar soluções com vista a evitar o colapso das mesmas (Ivorra, Pallares, Giménez, Calderón, & Adam, 2009), garantir a sua durabilidade e a segurança humana.

Os pilares são elementos de suporte de uma estrutura, e a partir do instante em que deixam de exercer as funções para as quais foram projetados e dimensionados, ou quando a solicitação aplicada sobre eles se altera, como por exemplo, quando surgem ações acidentais, todo o sistema estrutural pode ficar comprometido (Santos & Almeida, 2002). Por conseguinte, o reforço de pilares, através da aplicação de soluções estáveis e económicas, apresenta-se como um dos grandes desafios propostos a um engenheiro (Jørgensen, Grastveit, Garzón-Roca, Payá-Zaforteza, & Adam, 2013).

Várias são as técnicas de reforço reconhecidas e adotadas. O encamisamento com betão e com aço e o reforço com sistemas compósitos (FRP – Polímeros Reforçados com Fibras), constituem algumas dessas técnicas (J. M. Adam, Jiménez, Calderón, Ivorra, & Pallares, 2008). O *steel caging* é, presentemente, uma variante do encamisamento com aço, bastante utilizado na Europa (J M Adam, 2007), e caracteriza-se pela aplicação, em pilares de betão armado, com secção transversal retangular ou quadrangular, de cantoneiras de aço às quais são soldadas presilhas do mesmo material, tal como se mostra na Figura 2.1.

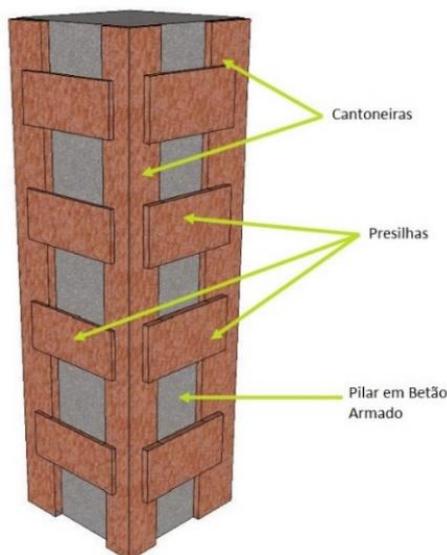


Figura 2.1: Pilar em Betão Armado reforçado com cantoneiras e presilhas de aço

A técnica é corretamente aplicada quando o espaço entre os elementos metálicos e o pilar de betão armado é preenchido com argamassa ou resina de *epoxy*, como indicado na Figura 2.2 (Garzón-Roca, Adam, & Calderón, 2011).

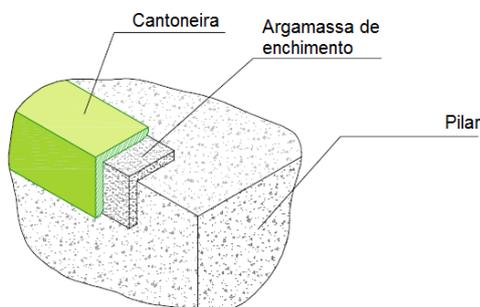


Figura 2.2: Contacto estabelecido entre o pilar e o reforço

Atendendo à ligação existente entre um pilar e uma viga, é fundamental garantir que existe transmissão de esforços da viga para o pilar reforçado (J M Adam, 2007). Essa transmissão pode ser garantida através de três formas distintas:

- Soldando capitéis em aço nas presilhas extremas do pilar que fixam à parte inferior da viga;
- Adicionando tubos de aço soldados ao reforço de ambos os lados da ligação viga-pilar;
- Não colocando qualquer elemento adicional.

A escolha da metodologia adequada deve atender a limitações impostas para a sua aplicação e, segundo J M Adam (2007), a aplicação de capitéis soldados não é recomendada quando:

- A viga não tem resistência suficiente para absorver as cargas transmitidas pelos capitéis;
- Os pilares são individualmente reforçados sem continuidade entre pisos;
- Em zonas sísmicas.

Desta forma, a solução passa por aplicar presilhas nas extremidades, com dimensões e espaçamentos apropriados.

Ao contrário da investigação sobre esta técnica, que não tem sido abundante, a sua aplicação em estruturas reais tem sido frequente devido à eficácia, no aumento da resistência e ductilidade (J. M. Adam *et al.*, 2008), economia e emprego fácil (J M Adam, 2007) que apresenta, sem que haja um aumento significativo das dimensões da secção transversal do pilar. A adoção desta técnica deve ser ponderada conforme os requisitos pretendidos, após a avaliação dos danos na estrutura, e tendo em consideração as restantes técnicas existentes.

Com o intuito de analisar quais as técnicas existentes para o reforço de pilares de betão armado, organizou-se a Tabela 2.1 onde se comparam as vantagens e desvantagens das técnicas de encamisamento com betão, com aço e com FRP. Verifica-se, quanto à facilidade de

aplicação, que os encamisamentos com betão e com aço são os mais parecidos, embora no encamisamento com betão, não seja necessária a contratação de mão-de-obra especializada, sendo esta uma vantagem económica importante. Contudo, quando empregue esta técnica, a secção transversal aumenta, assim como o tempo de espera para que o betão ganhe a resistência necessária. O mesmo não se verifica no encamisamento com aço. A técnica executa-se mais rapidamente, e acompanha melhor a estética original. No entanto, para além de trabalhadores especializados, também é necessária uma fiscalização rigorosa, pois o manuseamento de chapas metálicas pesadas e a incorreta aplicação das mesmas pode resultar em danos nos materiais de reforço que devem ser evitados.

Tabela 2.1: Vantagens e desvantagens de várias técnicas de reforço

	VANTAGENS	DESVANTAGENS
Encamisamento com betão	<ul style="list-style-type: none"> - Execução simples; - Não necessita de mão-de-obra especializada; - Uniformidade no aumento da rigidez da estrutura; - Maior durabilidade; - Ideal para resistir a ações sísmicas; - Proteção ao fogo e à corrosão. 	<ul style="list-style-type: none"> - Aumento da dimensão da secção transversal; - Tempo de espera para que o betão obtenha a resistência pretendida.
Encamisamento com aço	<ul style="list-style-type: none"> - Ideal para resistir à flexão, corte e torção; - Execução rápida; - Compatibilidade estética com o projeto inicial; - Ausência de materiais húmidos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Necessita de mão-de-obra especializada; - Controle da qualidade dos materiais; - Fiscalização rigorosa; - Difícil manuseamento de chapas pesadas principalmente em superfícies curvas; - A incorreta aplicação pode levar a problemas de corrosão do aço e deterioração da área colada; - Baixa resistência ao fogo.
Encamisamento com FRP	<ul style="list-style-type: none"> - Elevada resistência; - Baixo peso específico; - Elevada resistência à corrosão; - Boa resistência à fadiga; - Bom amortecimento ao choque; - Aplicação fácil. 	<ul style="list-style-type: none"> - Elevados custos; - Dimensionamento rigoroso; - Baixa resistência ao fogo; - Toxicidade elevada; - Necessita de mão-de-obra especializada.

A aplicação de encamisamento com sistemas compósitos de FRP corresponde à técnica com melhores condições de resistência. Do ponto de vista da durabilidade, da resistência à corrosão e da resistência à fadiga, esta técnica é também a que apresenta maiores vantagens.

Apesar disso, o reforço por sistemas compósitos (FRP) apresenta como grande inconveniente, face à conjuntura económica atual, o elevado custo de aplicação.

O *steel caging* é uma técnica mais económica. Para além das características apresentadas, este tipo de reforço é capaz de desenvolver mecanismos de resistência que não podem ser obtidos com a aplicação de FRP (J. M. Adam *et al.*, 2008).

Desta forma, analisando as várias metodologias que têm vindo a ser empregues no reforço de pilares, verifica-se que a técnica de *steel caging* apresenta características que lhe permitem cumprir as exigências económicas e de eficácia que são esperadas no reforço de pilares de betão armado.

2.2. Mecanismos Resistentes

Quando um pilar de betão armado é reforçado com *steel caging*, a capacidade resistente do mesmo aumenta em consequência dos efeitos provocados pelo reforço. Esses efeitos traduzem-se em três mecanismos:

- Transmissão de esforços rasantes, devido à carga que é transmitida pelo material de enchimento colocado entre o pilar e os elementos metálicos;
- Efeito de confinamento imposto pelo reforço ao pilar, uma vez que impede a deformabilidade lateral do betão, dada pelo coeficiente de *Poisson*;
- Transmissão direta de esforços entre a viga e o pilar, através da aplicação de elementos metálicos na junta.

2.2.1. Transmissão direta de esforços na ligação viga-pilar

Num pilar reforçado com cantoneiras e presilhas metálicas, existem duas zonas críticas no que respeita à transmissão de esforços, que são as extremidades reforçadas do pilar. Os esforços são transmitidos através da ligação viga-pilar. Os esforços podem ser transmitidos, diretamente, de duas formas, consoante o tipo de elemento metálico de reforço aplicado na ligação entre a viga e o pilar (Jose M. Adam, Giménez, Calderón, Pallarés, & Ivorra, 2008):

- Capitéis em aço que ligam a viga ao reforço (J M Adam, 2007): as cargas aplicadas na viga e as cargas que vêm dos pisos superiores são transmitidas ao pilar reforçado através dos capitéis (Figura 2.3a).

- Tubos de aço que são aplicados na ligação viga-pilar e soldados ao reforço (J M Adam, 2007): A transmissão direta das cargas aplicadas é realizada da mesma forma que quando são aplicados capitéis. A aplicação de tubos de aço é mais trabalhosa do que a aplicação dos capitéis, mas a sua eficácia na transmissão direta de cargas é mais elevada (Figura 2.3b).

Quando não são aplicados os elementos metálicos complementares no reforço (Figura 2.3c), não existe transmissão direta de esforços. A única forma de transmitir as cargas aplicadas ao reforço é através dos esforços rasantes.

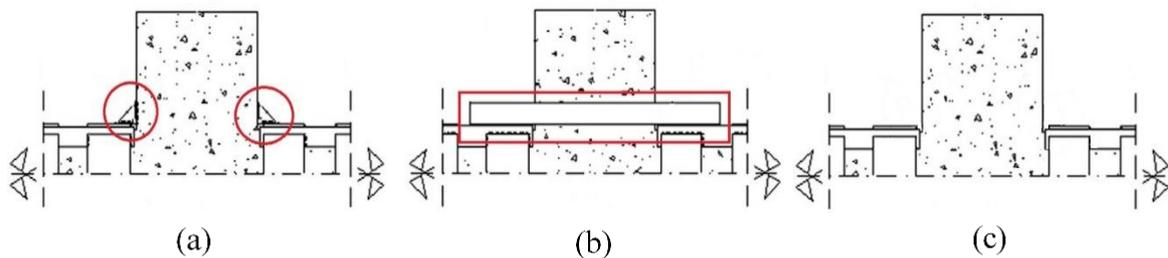


Figura 2.3: Reforço da ligação viga-pilar: (a) Capitéis em aço; (b) Tubos de aço soldados; (c) Sem qualquer tipo de elemento de reforço

A aplicação dos dois tipos de elementos metálicos na ligação viga-pilar resulta em dois modos de rotura diferentes, como indica a Figura 2.4. Quando são aplicados capitéis (Figura 2.4a), a rotura dá-se na ligação entre a viga e o pilar, e quando são aplicados os tubos soldados, a rotura ocorre no comprimento do pilar (Figura 2.4b).

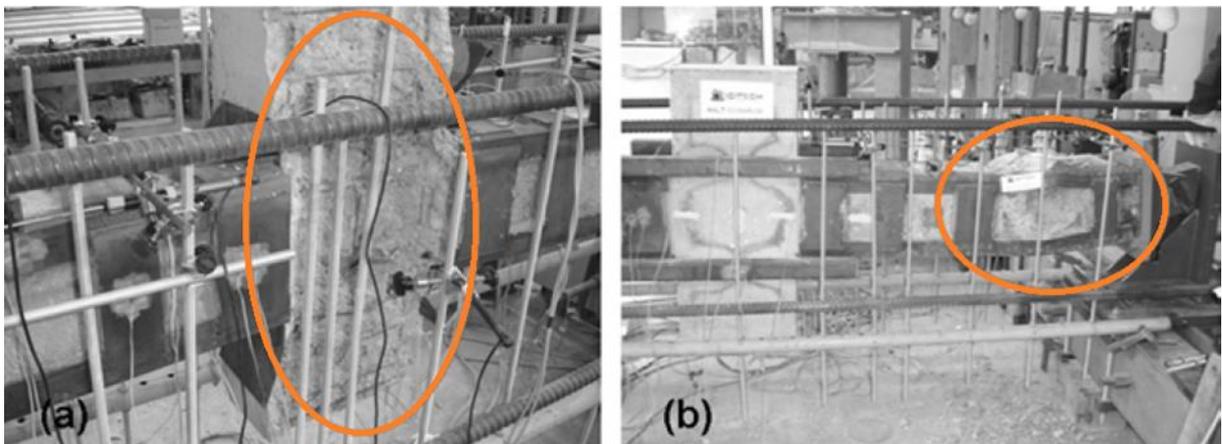


Figura 2.4: Modos de rotura: (a) Aplicação de capitéis; (b) Aplicação de tubos de aço (Jose M. Adam *et al.*, 2008)

2.2.2. Efeito de confinamento imposto pelo reforço ao pilar

Um pilar diz-se confinado quando as três tensões principais atuantes são de compressão, dizendo-se que o pilar está submetido a compressão triaxial. Este confinamento é

consequência do coeficiente de *Poisson*, que permite que o pilar se deforme transversalmente quando está comprimido. Quando o pilar reforçado com cantoneiras e presilhas metálicas é solicitado por forças de compressão, o reforço impedirá o efeito do coeficiente de *Poisson* através de forças perpendiculares ao eixo longitudinal do pilar, que originam o estado de compressão triaxial.

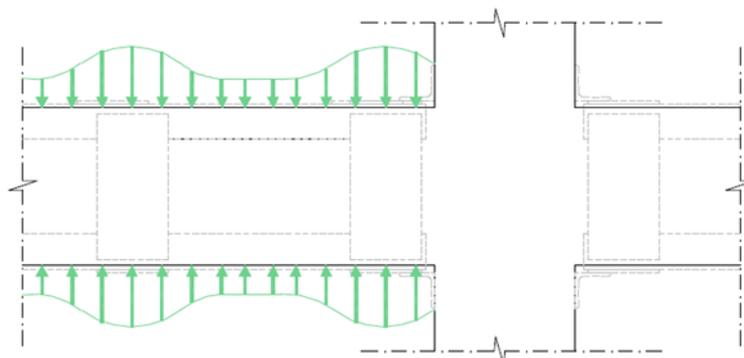


Figura 2.5: Confinamento imposto pelo reforço ao pilar (Calderón *et al.*, 2009)

Para níveis baixos de carga axial, a expansão lateral e as tensões induzidas são reduzidas, tornando o confinamento insignificante. Quando as tensões se aproximam do estado de compressão uniaxial do betão (apenas atua uma das tensões principais), a expansão lateral e as respectivas tensões induzidas são maiores, devido à progressiva fissuração do betão.

Isto implica que ao serem introduzidas grandes tensões nas presilhas, o confinamento imposto pelo reforço ao pilar se traduza num aumento de ductilidade e de resistência à compressão, principalmente nas zonas do pilar onde estas estão aplicadas (Figura 2.5), comparativamente à compressão uniaxial do betão do pilar, nas zonas de betão reforçado apenas com cantoneiras (Dritsos & Pilakoutas, 1992).

Neste último caso, segundo Montuori & Piluso (2009), o confinamento não se considera eficaz, pois as secções de betão que não dispõem de presilhas de aço, não estão totalmente confinadas.

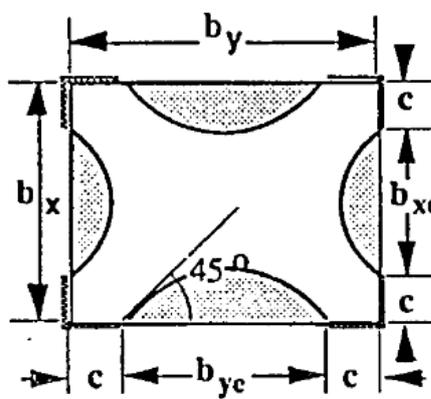


Figura 2.6: Confinamento do pilar em secções sem presilhas (Dritsos & Pilakoutas, 1992)

Como representado na Figura 2.6, em secções sem o reforço das presilhas, o confinamento é imposto apenas pelas cantoneiras, definido segundo parábolas de segundo grau, com uma tangente inicial de 45° (Dritsos & Pilakoutas, 1992). Segundo estes autores, a área não confinada é dada pela equação (2.1),

$$A_c - A_{ef} = 2 \cdot \left(\frac{b_{xe}^2}{6} + \frac{b_{ye}^2}{6} \right) \quad (2.1)$$

em que A_c é a área da secção de betão e A_{ef} é a área de betão confinado.

2.2.3. Transmissão de esforços rasantes

Quando um pilar em betão armado reforçado com cantoneiras e presilhas metálicas está submetido a forças de compressão, parte da carga aplicada no pilar é transmitida ao reforço, como apresenta a Figura 2.7.

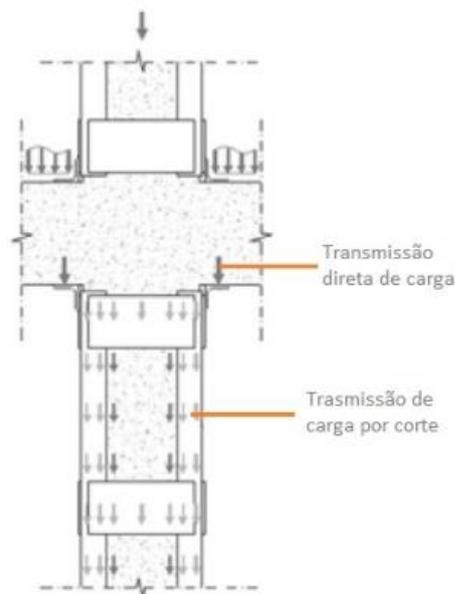


Figura 2.7: Transmissão de esforços rasantes (Jose M. Adam *et al.*, 2008)

Esta transmissão de esforços deve-se ao contacto que é estabelecido entre o betão do pilar e o aço do reforço por meio de argamassa ou resina de *epoxy* aplicada entre os dois materiais.

O contacto entre o reforço e a argamassa, assim como a transmissão das tensões de corte entre os elementos, pode ser traduzida pela Lei de atrito de Coulomb (J M Adam, 2007), de acordo com a equação (2.2),

$$\tau = a + \mu \cdot p \quad (2.2)$$

onde (τ) representa a tensão tangencial, (a) representa a adesão, (μ) o atrito e (p) a pressão normal existente entre as superfícies de contacto, que é resultante de forças como o confinamento.

2.3. Evolução histórica da técnica de *steel caging*

A aplicação da técnica de *steel caging* para o reforço de pilares em betão armado tem sido pouco investigada, contrariamente à sua aplicação em estruturas reais, onde tem sido largamente usada.

A investigação relativa a esta técnica iniciou-se com vista ao desenvolvimento de princípios e procedimentos de reforço que permitissem a redução dos custos e do tempo de espera exigidos pelas operações de reforço, visto estes serem fatores desencorajantes para a aplicação de outras técnicas por parte dos requerentes da intervenção.

Neste capítulo serão apresentadas cronologicamente algumas das investigações relacionadas com esta técnica de reforço:

- Estudo experimental realizado por Frangou, Pilakoutas & Dritsos (1995);
- Estudos experimentais realizados por J. L. Ramírez (1996) e J. Ramírez *et al.* (1997);
- Estudo experimental e numérico elaborado por Cirtek (2001a, 2001b);
- Estudos experimentais e numéricos realizados por Adam (2007), Adam *et al.* (2008a, 2008b);
- Estudo experimental elaborado por Giménez *et al.* (2009);
- Estudo experimental realizado por Montuori & Piluso (2009);
- Estudo experimental realizado por Li *et al.* (2009);
- Estudo experimental realizado por Garzón-Roca, *et al.* (2011a, 2011b, 2012).
-

2.3.1. *Frangou, Pilakoutas & Dritsos (1995)*

Para Frangou, Pilakoutas, & Dritsos (1995), o interesse por esta técnica surgiu com base no Eurocódigo 8, que reconhece os benefícios do confinamento lateral e abrange procedimentos que conduzem ao aumento da ductilidade no comportamento de elementos de betão armado. Com o objetivo de aumentar a resistência e ductilidade de membros de betão armado reforçados, o estudo teve como base a aplicação externa do reforço. Deste modo, os custos da intervenção e os tempos de interrupção da utilização do edifício conseguiam ser minimizados.

As principais pretensões deste estudo passavam pela confirmação de que a técnica podia ser aplicada e pelo desenvolvimento de ferramentas analíticas que auxiliassem na previsão dos efeitos da intervenção, resultando numa orientação prática do seu dimensionamento.

A técnica envolvia pós tensionamento das presilhas metálicas envoltas no pilar. Estas eram tensionadas de forma a não atingir o seu limite de elasticidade, conduzindo à aplicação de tensão lateral no pilar antes do seu carregamento. Desta forma, para além de se aproveitar a capacidade de carga das presilhas metálicas, evitava-se o esmagamento do betão confinado. A tensão aplicada apresentava-se como um fator determinante para a aplicação da técnica, na medida em que a sua falta resultaria na perda da eficácia do confinamento.

De acordo com os resultados obtidos através de um estudo experimental associado a esta técnica, confirmou-se a adequabilidade das equações propostas pelo Eurocódigo 8. Sendo estas sempre conservativas, podem ser utilizadas para o dimensionamento de estruturas reforçadas por esta técnica. Verificou-se também que seriam necessários ensaios adicionais realizados sob combinação de cargas axiais e de flexão para comprovar a eficiência da técnica.

2.3.2. *Ramírez et al. (1997)*

A abordagem do estudo conduzido por Ramírez *et al.* (1997), baseou-se na aplicação de reforço (cantoneiras e presilhas) em aço, limitado por condições relativas à aplicação de carga concentrada num menor comprimento de transferência da mesma.

Nos pilares não reforçados simulou-se uma perda da sua capacidade resistente através da interrupção do betão do pilar, embora a continuidade deste fosse assegurada pelas barras de aço que constituem a armadura longitudinal. A taxa de armadura foi reduzida tanto quanto possível, de modo a ter apenas uma resistência residual que permitisse simular a rotura do pilar.

Foram testados dois métodos, concebidos para garantir 80% de capacidade de carga do pilar, de modo a que a rotura ocorra na secção reparada, para permitir aos autores a comparação dos resultados com cálculos teóricos:

- Aplicação de chapas de aço com injeção de *epoxy* para fazer o contacto destas ao pilar: consiste em chapas de aço em “L” ligadas longitudinalmente a cada canto do pilar retangular, com injeção de um material à base *epoxy* nos espaços entre o pilar e o reforço. A transferência de carga depende da força de corte na interface entre a chapa e o pilar, proporcionada pela aderência e pelo atrito. A secção transversal das chapas metálicas deve absorver toda a capacidade de carga vertical do pilar.

-
- Aplicação de cantoneiras ligadas às chapas de aço através de argamassa ou resina à base de *epoxy*: consiste na aplicação de cantoneiras de aço sobre as quatro chapas metálicas em todos os cantos do pilar, permitindo ter em consideração a restrição da deformabilidade transversal do pilar dada pelo coeficiente de *Poisson*.

No entanto, o segundo método provou-se ser um pouco mais problemático, devido aos elementos que estavam interligados. Para além do tempo que era necessário para endurecer o ligante, existiram problemas de adesão associados a deslizamentos entre superfícies.

A rotura, no primeiro método, foi induzida pela tensão tangencial entre as extremidades do reforço e do pilar.

No segundo método, a rotura foi atingida de duas formas. A primeira manifestou-se pela descolagem das cantoneiras às chapas de aço para uma carga reduzida, cerca de 450 kN, devido à rotura frágil da argamassa na interface entre estes elementos de reforço. O segundo modo de rotura, ocorreu posteriormente na interface entre as chapas de aço e o betão do pilar para uma capacidade de carga ligeiramente superior, de aproximadamente 730 kN.

Da aplicação do primeiro método, obtiveram-se resultados satisfatórios. Contrariamente, face à aplicação do segundo método os resultados determinados foram mais fracos, devido à dispersão dos valores de carga de rotura para uma precoce descolagem na interface entre as cantoneiras e as chapas em aço. Para além destes aspetos, a escolha da argamassa não foi a mais correta, devido à sua fragilidade e baixa trabalhabilidade.

A sua aplicabilidade era recomendada se fosse aplicado um ligante de acordo com as especificações do projeto, mas ainda assim continuaria a existir um elevado risco de rotura.

2.3.3. Cirtek (2001a, 2001b)

Cada vez mais próximos da técnica de *steel caging* atualmente empregue, foram realizados posteriormente estudos numéricos e experimentais por Cirtek (2001a, 2001b).

Embora a técnica tivesse em vista o aumento da ductilidade através do confinamento imposto, os estudos foram focados num pilar isolado (ver Figura 2.8), sem a inclusão da influência da viga, através exclusivamente da aplicação de cargas axiais nas extremidades dos pilares.

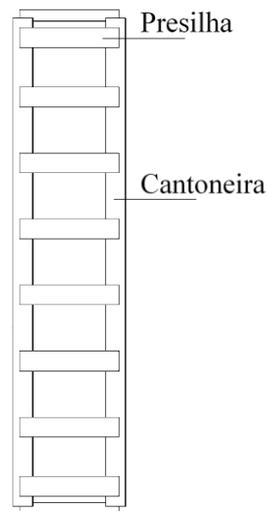


Figura 2.8: Pilar reforçado proposto por Cirtek (2001a, 2001b)

No estudo experimental foi analisada a influência: das dimensões do reforço com cantoneiras e presilhas em aço; do espaçamento entre presilhas; do efeito do aquecimento das presilhas, para temperaturas de 150°C e 200°C, antes da sua aplicação no reforço.

A rotura dos pilares iniciou-se nos extremos e estendeu-se para o centro destes, verificando-se a existência de deslizamento entre o reforço e o betão.

Como resultado, constatou-se que houve um incremento na deformação plástica e a capacidade de carga aumentou em mais de 50%, aplicando este tipo de reforço.

Face a outros métodos, uma das vantagens apontadas, foi também o insignificante aumento da secção transversal do pilar.

Após a realização deste estudo o autor realizou um estudo numérico, validado pelo estudo experimental apresentado. No estudo paramétrico desenvolvido, fez-se variar alguns parâmetros, tais como, a geometria dos elementos de reforço (cantoneiras e presilhas), a secção transversal do pilar, a secção transversal da armadura longitudinal do pilar, entre outros parâmetros relacionados com as características do betão do pilar e do aço do reforço.

Das conclusões obtidas deste estudo numérico, destaca-se que quando se submetem as presilhas a temperaturas muito elevadas, podem aparecer fissuras microscópicas no betão, pelo que esta não deve exceder os 215°C. Neste intervalo, comprovou-se que a capacidade de carga do betão aumenta, quanto maior for a temperatura.

A influência do número, da posição e da tensão de cedência das presilhas na eficiência do reforço, demonstrou ser insignificante para a carga última do pilar.

2.3.4. Adam (2007), Adam et al. (2008a, 2008b)

De forma a complementar e melhorar os estudos anteriores, os autores mencionados consideraram a influência da junta viga-pilar como um fator que condiciona a rotura do pilar reforçado, na realização de estudos experimentais e numéricos.

A investigação teve em vista o estudo do comportamento de um pilar reforçado com a técnica de *steel caging*, submetido a compressão, tendo em consideração a influência da ligação entre a viga e o pilar, dada a importância desta zona da estrutura nos resultados obtidos em estudos anteriores.

Nos ensaios experimentais, foi simulada a ligação viga-pilar através da realização de provetes representativos de dois pilares, divididos por um elemento central que representasse uma viga, ambos em betão armado.

Os provetes foram ensaiados para dois tipos de ligação diferentes. Num provete aplicaram-se capitéis de aço em contacto com a viga e a última presilha, como apresentado na Figura 2.9a, e no outro aplicaram-se tubos de aço que ligam ambos os pilares, como na Figura 2.9b.

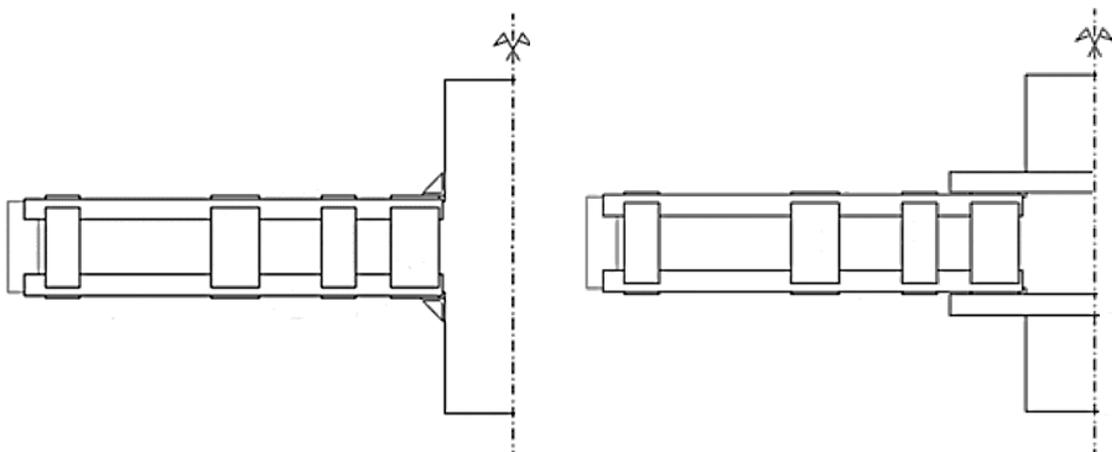


Figura 2.9: Ligação viga pilar dos provetes ensaiados por Adam (2007), Adam et al. (2008a, 2008b):
(a) aplicação de capitéis; (b) tubos de aço

Na ligação com recurso a capitéis observou-se que a rotura se dava na zona central do provete, correspondente à viga, quando submetidos a cargas de compressão devido à transmissão de tensões pelos capitéis que provocaram a plastificação do betão. O confinamento na zona de rotura é insignificante, pois não existe nenhum elemento de reforço que minimize os danos ou evite a rotura nessa zona. No entanto, quando foram aplicados tubos de aço soldados, a rotura ocorreu ao longo do comprimento dos pilares, por compressão e plastificação das cantoneiras. A carga de rotura é maior nos provetes onde são aplicados os tubos do que nos provetes com capitéis aplicados na ligação viga-pilar.

Posteriormente, foi realizado um estudo paramétrico, através da simulação numérica de modelos baseados no método de elementos finitos (MEF), para analisar o efeito da ligação

viga-pilar sobre pilares de betão armado reforçados com *steel caging*, quando carregados axialmente. Após o ensaio de provetes em laboratório, foram estudados e realizados os modelos numéricos que reproduziam os resultados experimentais, sendo posteriormente validados por estes. Os parâmetros estudados caracterizavam-se pelo tipo e dimensões dos elementos aplicados na ligação da viga ao pilar: capitéis, tubos ou nenhum elemento adicional de ligação (Figura 2.10).

Obtiveram-se conclusões semelhantes nos modelos com capitéis na sua constituição e nos modelos sem qualquer elemento de ligação. A rotura em ambos os modelos deu-se na junta que liga a viga ao pilar, pois toda a carga aplicada é transmitida nessa junta. No entanto, nos modelos com capitéis o comportamento à compressão foi consideravelmente melhor do que nos modelos sem qualquer elemento de ligação. A variação das dimensões dos capitéis tem uma influência insignificante no comportamento do pilar reforçado.

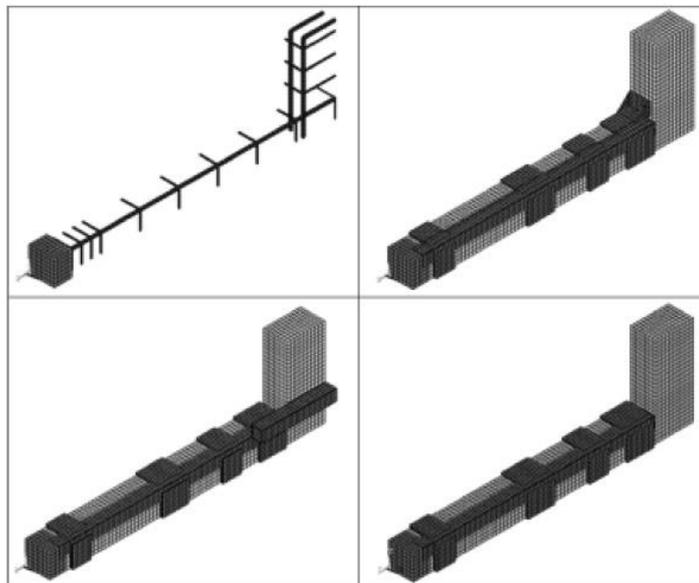


Figura 2.10: Modelo de elementos finitos proposto por Adam (2007), Adam *et al.* (2008a, 2008b)

Os melhores resultados foram obtidos para os modelos que dispunham de tubos de aço como elementos de ligação entre a viga e o pilar. A sua aplicação melhorou a transmissão de carga entre o reforço e o pilar, fazendo com que a rotura se desse no comprimento dos pilares para uma determinada secção transversal dos tubos. Apesar disso, no caso de tubos com insuficiente secção transversal, verificou-se que uma plastificação precoce dos mesmos pode resultar numa rotura da ligação entre a viga e o pilar.

2.3.5. *Giménez et al. (2009)*

Com a finalidade de aumentar o conhecimento sobre o comportamento da técnica de *steel caging*, Giménez *et al.* (2009) realizaram um estudo experimental e numérico. Foi idealizada

uma nova metodologia de reforço com o objetivo de aumentar o confinamento nas zonas de rotura identificadas anteriormente, submetendo os provetes testados a carregamentos axiais. O aumento do confinamento foi realizado aumentando o número de presilhas de aço ligadas às cantoneiras, e acrescentando presilhas adicionais nas secções de topo, onde o pilar se encontra com a viga (Figura 2.11).

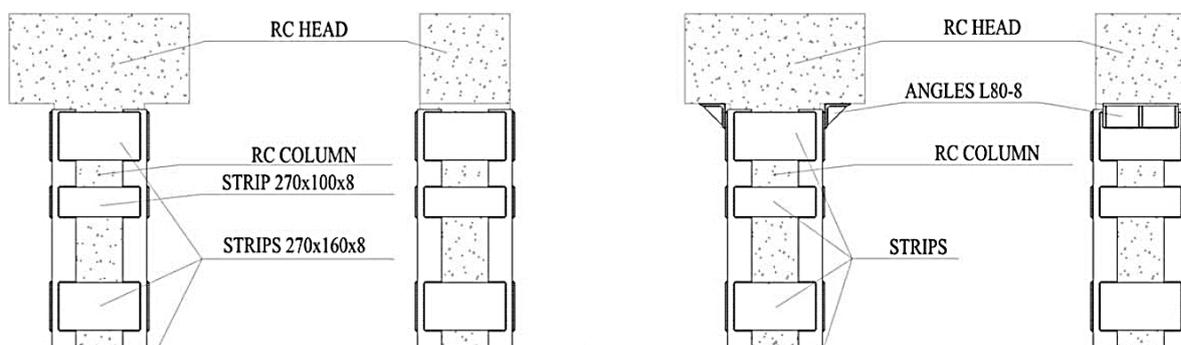


Figura 2.11: Proposta de reforço de Giménez *et al.* (2009)

Embora a aplicação desta metodologia contribua para o aumento da capacidade resistente do pilar, verifica-se que o custo de aplicação do reforço aumenta.

Segundo os autores, os resultados obtidos, após a adição das presilhas metálicas, mostraram-se satisfatórios, pois para além da capacidade de carga e de deformação terem aumentado, o pilar em vez de entrar em rotura nas extremidades, como ocorreu antes da adição das presilhas, faliu na zona central, como se mostra na Figura 2.12.



Figura 2.12: Modo de rotura do pilar ensaiado por Giménez *et al.* (2009)

De acordo com os resultados obtidos, a eficiência do reforço, dada pela razão entre a carga última experimental e a carga última teórica, apresenta valores que rondam os 97%. Para além

da eficiência obtida, os resultados também demonstraram que o aumento da capacidade de carga e da ductilidade nos pilares reforçados com as presilhas adicionais, é consideravelmente maior do que anteriormente, devido ao aumento da resistência à compressão do betão nessas zonas por efeito do confinamento.

Quanto à carga suportada pelas cantoneiras de aço, verificou-se que depende de como a carga é transmitida do pilar para os elementos metálicos de reforço, obtendo-se melhores resultados quando são adicionados capitéis de aço na extremidade que liga o pilar à viga.

2.3.6. *Montuori & Piluso (2009)*

Com o objetivo de criar uma metodologia que permitisse apresentar melhorias significativas relativamente a propostas anteriores, foi realizado um estudo sobre o comportamento de um pilar quando submetido a cargas de compressão excêntricas, como apresentado na Figura 2.13. Como complemento do estudo experimental, foi definido um modelo teórico para obter o diagrama momento-curvatura do pilar reforçado.

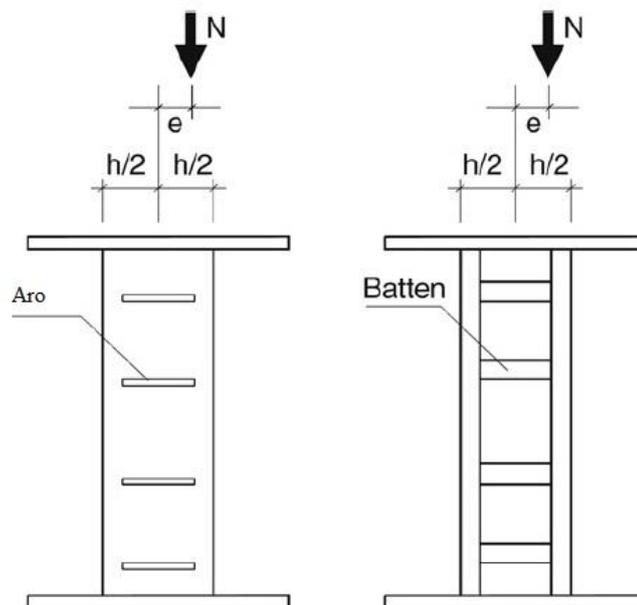


Figura 2.13: Aplicação de carga axial excêntrica (Montuori & Piluso, 2009)

A metodologia proposta por Montuori & Piluso (2009) tentou responder a questões relevantes para a resistência última de um pilar reforçado, tais como a deformação que resulta das cargas atuantes na secção do pilar não reforçado, o efeito dos diferentes comportamentos do betão confinado relativamente ao betão não confinado e a variação da área de betão confinado como consequência do reforço.

Pela observação da Figura 2.14, é possível verificar que com a introdução do reforço com cantoneiras e presilhas de aço, a área de betão confinado aumenta, mesmo nas secções transversais onde não estão aplicadas presilhas.

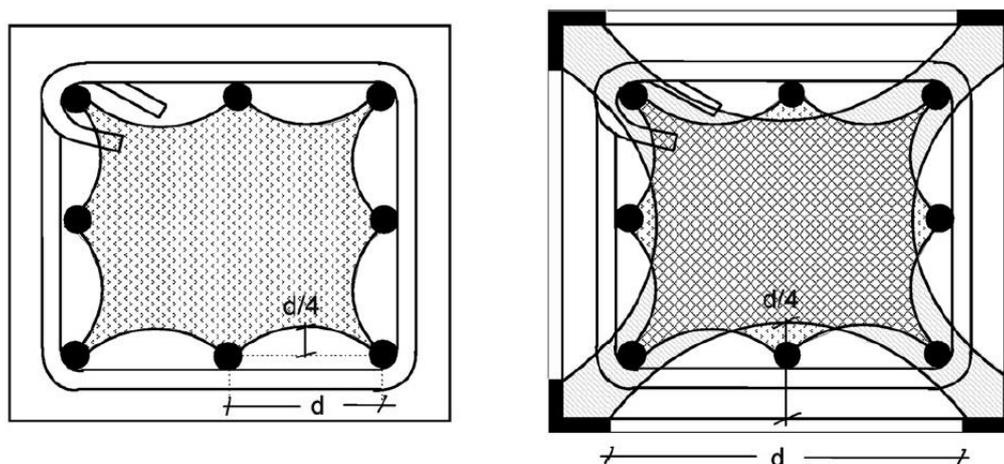


Figura 2.14: Confinamento de acordo com a proposta de Montuori & Piluso (2009)

Foi realizado um conjunto de ensaios experimentais que serviram para validar o modelo teórico desenvolvido. De acordo com o carregamento adotado e a variabilidade da resistência do betão, os resultados obtidos pelo modelo teórico mostraram uma boa concordância com os resultados experimentais. Essa boa concordância também se verificou entre diagramas momento-curvatura experimentais e numéricos.

Desta forma, concluiu-se que o modelo teórico, relativamente aos parâmetros de deformação e de resistência, mostrou ser capaz de prever o comportamento de pilares reforçados com cantoneiras e presilhas em aço.

A aplicação do reforço, devido ao efeito de confinamento que impõe ao pilar, provocou a diminuição da encurvadura das armaduras longitudinais que se verificava normalmente em pilares de betão armado não reforçados.

Nas secções confinadas apenas por cantoneiras (sem as presilhas de aço), como na Figura 2.14, a diminuição da encurvadura apenas ocorre nas armaduras de canto.

2.3.7. *Li et al. (2009)*

Esta investigação foi realizada com base na necessidade de encontrar uma técnica de reforço para um pilar exposto a ambientes marinhos e apresentando corrosão por cloretos, a fim de melhorar o seu comportamento sísmico.

A corrosão pode conduzir à perda de área de secção transversal das armaduras, assim como enfraquecer o contacto entre estas e o betão do pilar, podendo originar grandes danos estruturais quando o pilar está sujeito a movimentações severas do solo.

Entre várias soluções de reforço, os autores estudaram o comportamento de pilares reforçados com diferentes técnicas:

- Fibras de carbono (FRP): a aplicação desta técnica conduziu a melhorias na ductilidade, na capacidade de absorção de energia e na resistência do pilar, embora esta última não tenha sido muito significativa.
- Aplicação de cantoneiras e presilhas metálicas (*steel caging*): os resultados obtidos pela aplicação desta técnica apresentam melhorias no que respeita à resistência à flexão, capacidade de carga de corte, rigidez, ductilidade e capacidade de carga axial. No entanto, esta técnica não é adequada para pilares de betão armado corroídos porque o reforço (em aço) pode também ele ser danificado em ambientes marinhos.
- Combinação de ambas as técnicas: Para além de aumentar a resistência e a ductilidade dos pilares, a aplicação de ambas as técnicas combinadas melhora consideravelmente o desempenho dos pilares submetidos à ação sísmica.

2.3.8. *Garzón-Roca, et al. (2011a, 2011b, 2012)*

O estudo realizado por Garzón-Roca *et al.* (2011a, 2011b, 2012) incidiu sobre o comportamento de pilares reforçados com *steel caging* quando estes são sujeitos ao carregamento de cargas combinadas de flexo-compressão.

Foi realizado um estudo experimental e posteriormente um estudo numérico validado pelos resultados do estudo experimental.

O estudo ainda tomou em consideração a influência da ligação da viga com o pilar, que se mostrou determinante no comportamento do pilar reforçado com a técnica de *steel caging*.

Para tal, foram testados quatro tipos de elementos de conexão na ligação viga-pilar:

- Capitéis de aço ligados à viga e soldados à última presilha (Figura 2.15a);
- Capitéis de aços unidos à ligação através de buchas químicas (Figura 2.15b);
- Capitéis de aço unidos por intermédio de uma barra de aço que passa pela ligação, e que une os dois pilares separados pela viga (Figura 2.15c);
- Tubos de aço soldados que unem o reforço de ambos os lados da ligação viga-pilar (Figura 2.15d).

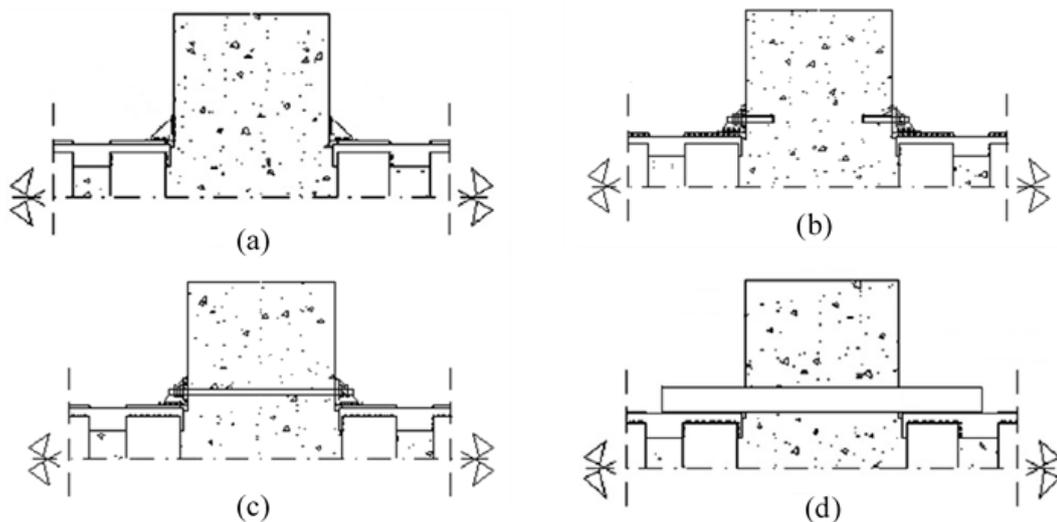


Figura 2.15: Elementos de conexão na ligação viga pilar propostos por Garzón- Roca *et al.* (2011a, 2011b, 2012): (a) Capitéis de aço; (b) Capitéis de aço com recurso a buchas químicas; (c) Capitéis de aço unidos pela interceção de uma barra de aço; (d) Tubos de aço soldados ao reforço de ambos os lados

Dos resultados obtidos, verificou-se que o reforço com tubos de aço, representados na Figura 2.15d, como elemento de conexão apresenta maior resistência, ductilidade e eficiência comparativamente com a aplicação de capitéis em aço, como mostra a Figura 2.15a. A aplicação de capitéis é menos eficiente devido à falta de transmissão de carga entre os elementos de reforço, provocada pela separação dos capitéis tracionados. A aplicação de buchas químicas como indicado na Figura 2.15b, ou de uma barra de aço entre a ligação entre a viga e o pilar de ambos os lados da viga, como mostra a Figura 2.15c, teve como objetivo contrariar a separação dos capitéis tracionados.

Os resultados relacionados com os capitéis unidos pela barra de aço que faz a ligação entre os dois pilares apresentam maior ductilidade e resistência, em comparação com os resultados provenientes da aplicação de buchas metálicas (com fixação química ao betão) nos capitéis.

A diferença no desempenho destes dois elementos adicionais de reforço está no comportamento das buchas metálicas, e na força que é exercida nestas para contrariar que a separação dos capitéis tracionados. Quando o betão que envolve as buchas excede a sua resistência à tração, estas não conseguem evitar a separação dos capitéis, nem garantir a transmissão direta de forças ao reforço.

Contrariamente, quando os capitéis são intercetados pela barra de aço, na zona tracionada, esta separação ocorre para cargas superiores e deve-se à própria deformação dos capitéis.

Desenvolveu-se um modelo numérico com base no Método dos Elementos Finitos (MEF) (Figura 2.16a) para estudar o reforço com *steel caging*. Para efeitos de validação do modelo

numérico, utilizaram-se resultados representativos dos provetes ensaiados experimentalmente. Foram garantidas todas as características relevantes, como os parâmetros relativos ao comportamento mecânico dos materiais utilizados, o modo de rotura, o valor máximo de carga aplicada, bem como a evolução das cargas transmitidas ao pilar pelo reforço. O estudo paramétrico partiu dos modelos numéricos validados pelos ensaios experimentais, e procurou estabelecer variações em parâmetros relevantes ao comportamento global do sistema.

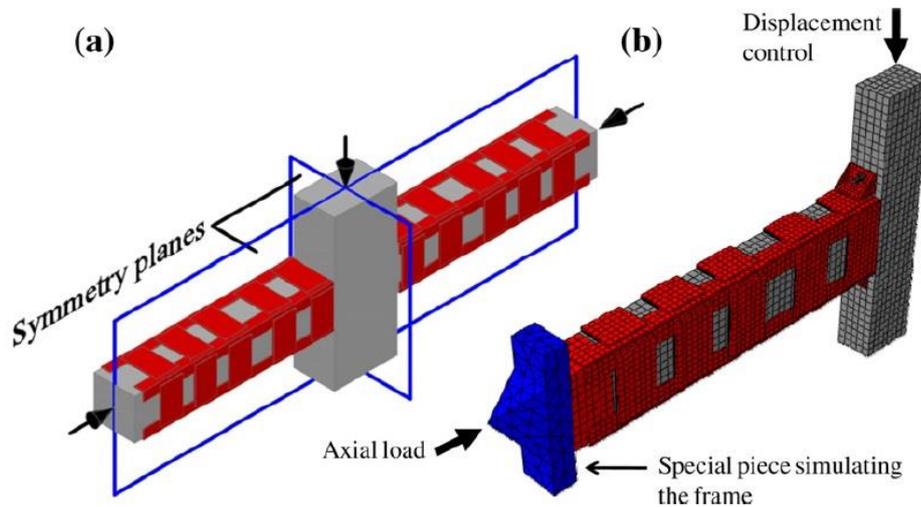


Figura 2.16: Modelo de elementos finitos realizado por Garzón-Roca *et al.* (2011a, 2011b, 2012): a) Amostra experimental; b) Modelo desenvolvido considerando as simetrias

Os modelos foram desenvolvidos e simplificados, através da consideração de simetrias (Figura 2.16b). Para além do que foi mencionado, foi levado a cabo um estudo paramétrico para analisar a influência dos diferentes parâmetros relevantes no funcionamento dos pilares de betão armado reforçados com *steel caging*, quando submetidos a cargas de flexo-compressão, de acordo com os diferentes tipos de conexão na ligação viga-pilar (com a exceção dos tubos de aço). Os parâmetros estudados foram: as dimensões das cantoneiras e dos capitéis, a quantidade de presilhas, a resistência à compressão do betão, a tensão de cedência do aço do reforço e a área da secção da armadura longitudinal do pilar.

Como resultados, obtiveram-se diagramas de flexo-compressão que permitiram estudar formas de melhorar a resistência proporcionada pelo reforço, bem como comparar as diferentes formas de o ligar à viga.

Os resultados mostraram que com a aplicação desta técnica de reforço, tanto a resistência à compressão como a resistência à flexão aumentam. Este aumento foi mais significativo com a aplicação de capitéis nas extremidades. O momento fletor máximo conseguiu ser ainda incrementado com a aplicação de buchas metálicas (de fixação química) e barras de aço, mesmo quando o pilar estava sujeito a cargas axiais mais reduzidas.

3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS: ESTUDO PARAMÉTRICO

3.1. Introdução

A técnica de *steel caging* tem sido empregue em vários países, no entanto, o conhecimento do comportamento de um pilar em betão armado reforçado com cantoneiras e presilhas metálicas quando sujeito a cargas combinadas de flexão e compressão, assim como a influência da ligação entre a viga e o pilar, sendo um elemento condicionante na rotura, tem sido alvo de pouco estudo (Adam, Jiménez, Calderón, Ivorra, & Pallares, 2008).

O presente estudo procura dar seguimento ao trabalho desenvolvido por Garzón-Roca (2011) relacionado com o reforço de pilares de betão armado com cantoneiras metálicas.

A investigação realizada por Garzón-Roca (2011) concretizou-se em duas vertentes, uma experimental e outra numérica. Na parte experimental foram desenvolvidos e ensaiados provetes representativos de um pilar de betão armado reforçado com a presente técnica, ao qual se liga uma viga de betão armado. Foram considerados vários métodos de reforço na ligação entre a viga e o pilar, o que permitiu concluir, de forma geral, que o reforço com *steel caging* aumentou tanto a resistência como a ductilidade do pilar (Garzón-Roca, Ruiz-Pinilla, Adam, & Calderón, 2011). Na vertente numérica, desenvolveram-se modelos de elementos finitos representativos dos provetes experimentais, empregando vários tipos reforço na ligação entre a viga e o pilar. Esses modelos foram validados com os resultados experimentais, possibilitando a obtenção dos diagramas de interação entre a carga axial e os momentos fletores, para vários níveis de carga axial. Com os resultados obtidos, elaborou-se um estudo paramétrico que permitiu saber qual a influência de diversos fatores, geométricos e materiais, relativos ao reforço.

Este trabalho visa complementar a investigação, alargando o conjunto de casos analisados e propondo uma metodologia analítica capaz de calcular o reforço necessário a um determinado nível de desempenho. O trabalho iniciou-se com a elaboração de duas simulações numéricas baseadas nos modelos de elementos finitos já validados, mas considerando agora diferentes geometrias dos provetes.

Com o objetivo de obter os diagramas de interação entre o momento fletor e a carga axial provenientes dos resultados do estudo paramétrico, que permitam o desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo analítica para o dimensionamento de pilares de betão armado com a técnica de *steel caging*, realizaram-se vários modelos de elementos finitos, simulados numericamente pelo software ABAQUS (ABAQUS 6.10, 2010) onde se fez variar diversos parâmetros relacionados com a geometria e quantidade de reforço e com as características dos materiais:

- Geometria dos capitéis;
- Dimensões das cantoneiras;
- Quantidade de presilhas;
- Resistência à compressão do betão;
- Tensão de cedência do aço do reforço;
- Secção transversal das armaduras.

Com a obtenção dos diagramas de interação entre a carga axial e o momento fletor, o objetivo é realizar uma análise comparativa entre estes resultados e os resultados obtidos no estudo levado a cabo por Garzón-Roca *et al.* (2012), apresentado no Capítulo 4, que permita avaliar a influência da nova geometria e verificar se o aumento do tamanho dos pilares altera ou não o comportamento global do reforço utilizado.

3.2. Descrição dos modelos de elementos finitos

3.2.1. Geometria

Na investigação levada a cabo por Garzón-Roca *et al.* (2011), foram analisados diversos fatores, com exceção para a variação da geometria dos provetes.

Com a intenção de conhecer a sua influência nos diagramas de interação entre os momentos fletores e as cargas axiais, foram simulados numericamente dois provetes com geometrias diferentes, para os quais foi adotada a configuração referida no Capítulo 2, representativos de metade um pilar de betão armado, ao qual se liga uma viga do mesmo material, simulando a ligação entre pisos, tal como indica a Figura 3.1 e a Figura 3.2.

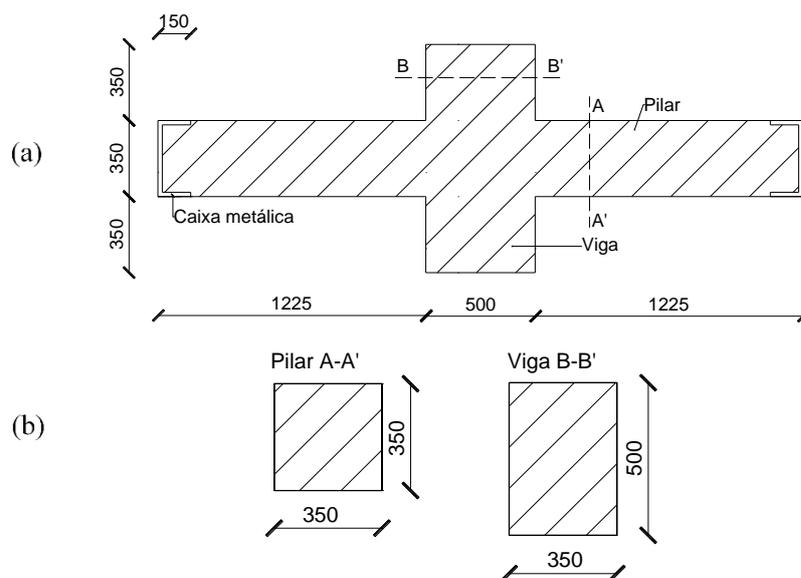


Figura 3.1: Geometria do Modelo 1: (a) Dimensões da estrutura; (b) Dimensões das secções transversais (medidas em mm)

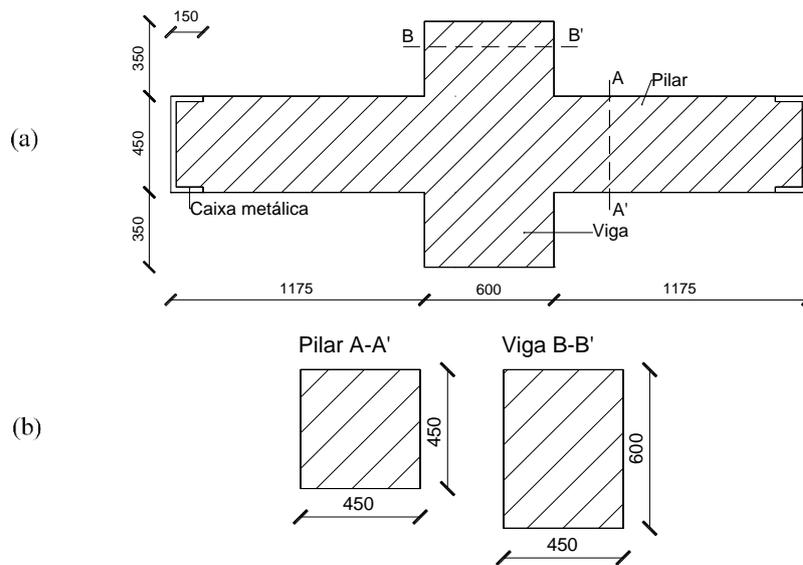


Figura 3.2: Geometria do Modelo 2: (a) Dimensões da estrutura; (b) Dimensões das secções transversais (medidas em mm)

Considerando o tempo de vida útil das estruturas, e a necessidade de reforço dos provetes (RSA, 1983), as dimensões das secções transversais, dos pilares e da viga, foram consideradas com base no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, que indica que a dimensão mínima da secção transversal não deve ser inferior a 20 cm (REBAP, 1983).

Para permitir uma análise clara da influência da geometria dos pilares no reforço com a técnica de *steel caging*, definiram-se duas secções transversais cuja variação das dimensões, entre os modelos já validados e os que são alvo de estudo na presente dissertação é de, aproximadamente 10 cm, como representam a Figura 3.1b e a Figura 3.2b. A configuração dos modelos é horizontal, conforme a investigação supra mencionada.

A partir deste momento, os modelos com menor e maior secção serão denominados por “Modelo 1” e “Modelo 2”, respetivamente. As dimensões do Modelo 1 estão apresentadas na Figura 3.1, onde se verifica que são inferiores às dimensões do Modelo 2, apresentadas na Figura 3.2, no que respeita a secção transversal do pilar e da viga e comprimento do pilar. Com esta alteração das dimensões está implícita a variação das dimensões dos restantes elementos que constituem a estrutura.

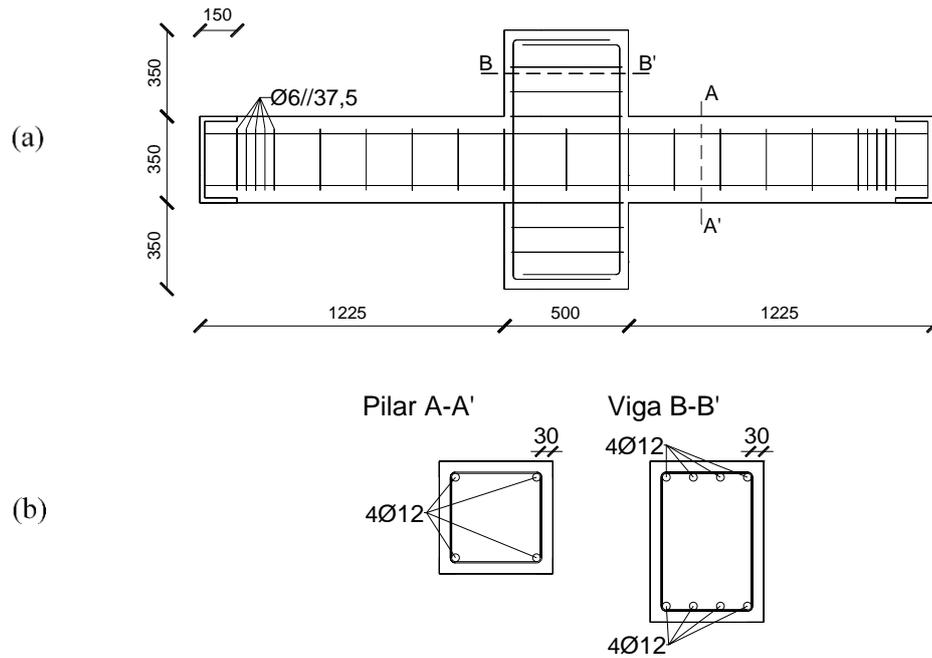


Figura 3.3: Armaduras longitudinais e transversais do Modelo 1: (a) corte longitudinal; (b) secções transversais (medidas em mm)

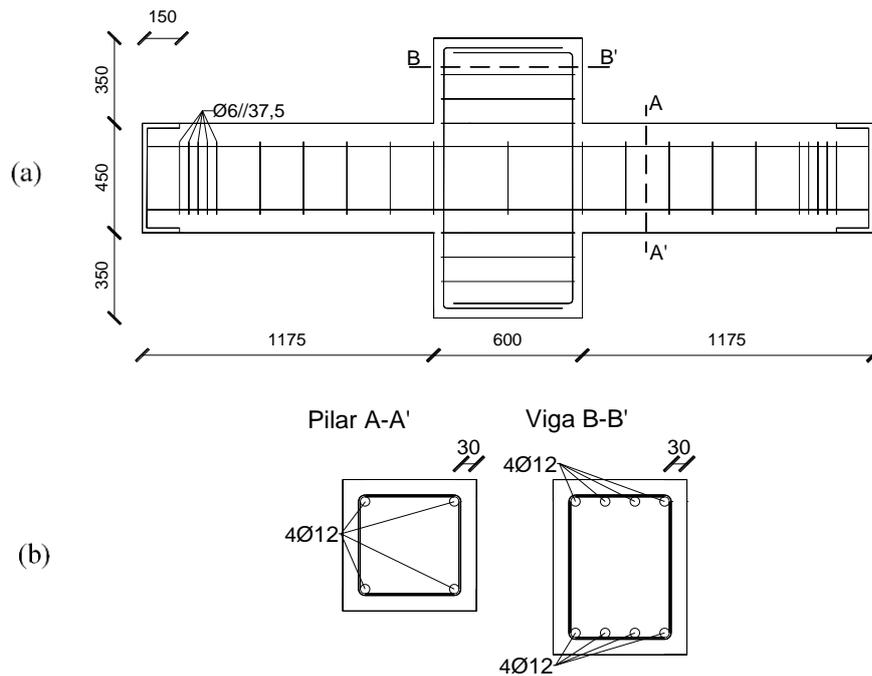


Figura 3.4: Armaduras longitudinais e transversais do Modelo 2: (a) corte longitudinal; (b) secções transversais (medidas em mm)

Na Figura 3.3 e na Figura 3.4, estão identificadas as armaduras, longitudinais e transversais, de ambos os modelos. A armadura longitudinal da viga é constituída por 8 barras de aço com 12 mm de diâmetro. A armadura longitudinal do pilar é formada por 4 barras de aço com 12 mm de diâmetro, soldadas à caixa metálica nas extremidades, unindo as armaduras ao betão. A

armadura transversal do pilar está concentrada nas extremidades, para prevenir roturas devidas ao esforço transversal e às cargas que são aplicadas nesses pontos, e aumentar o confinamento do betão na zona onde a armadura transversal está concentrada.

Os espaçamentos da armadura transversal do pilar são maiores no Modelo 1 (Figura 3.3a) do que no Modelo 2 (Figura 3.4a), porque o comprimento dos pilares do Modelo 2 é ligeiramente inferior ao do Modelo 1, devido ao aumento da secção da viga. Ou seja, quando se aumenta 10 cm na altura da viga, do Modelo 1 para o Modelo 2, essa mesma dimensão é retirada aos pilares, resultando no encurtamento de 5 cm no seu comprimento.

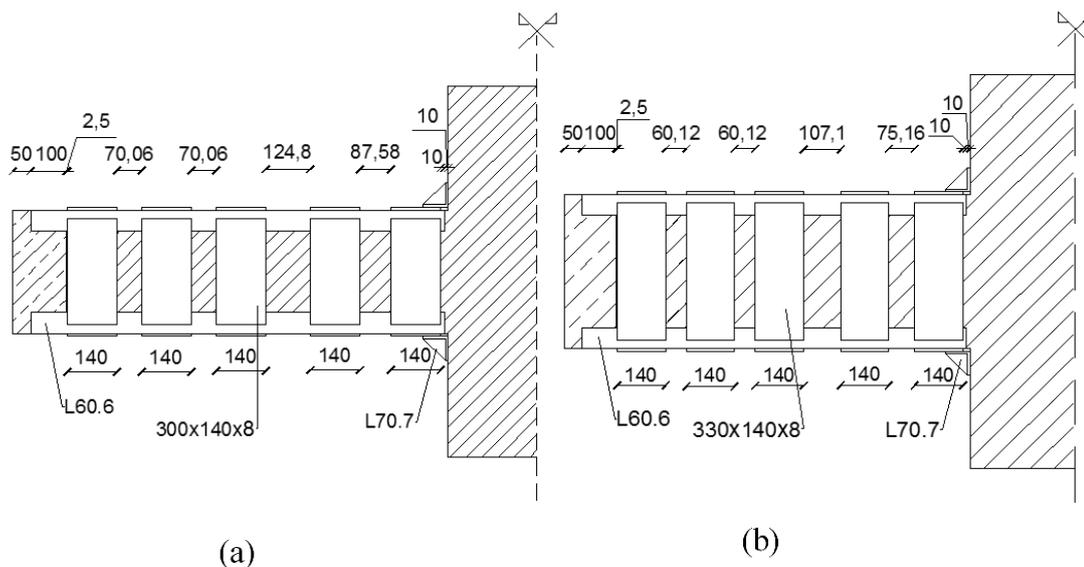


Figura 3.5: Reforço da estrutura (cantoneiras, presilhas e capitéis): (a) Modelo 1; (b) Modelo 2 (medidas em mm)

O reforço de cada modelo é constituído por cantoneiras e presilhas em aço, como apresenta a Figura 3.5. Os espaços entre presilhas no Modelo 1 são ligeiramente maiores do que no Modelo 2 pelo motivo já anteriormente apresentado, que resulta no ajuste das dimensões da viga.

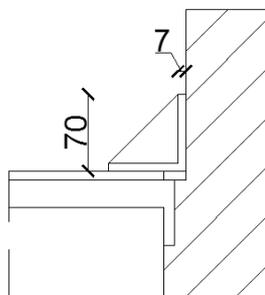


Figura 3.6: Detalhe do capitel soldado à ligação viga-pilar e à última presilha (medidas em mm)

Para além destes elementos metálicos, o reforço dos pilares conta com a contribuição de capitéis de aço L70.7 (70×70×7 mm) (CEN,1998), com três nervuras de rigidez de espessura igual a 8 mm, soldadas à presilha mais próxima da viga, (Garzón-Roca *et al.*, 2012), tal como indica a Figura 3.6.

3.2.2. Condições fronteira e cargas aplicadas

Os provetes apresentam uma geometria que permite a identificação de, pelo menos, dois eixos de simetria, possibilitando a modelação de apenas um quarto dos mesmos, como indicado na Figura 3.7. Para além de simplificar a modelação, esta redução também permite minimizar o esforço computacional que é exigido no cálculo de cada modelo.

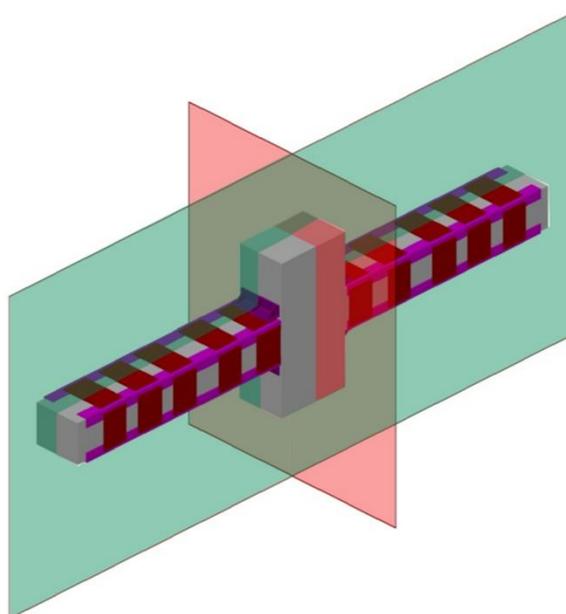


Figura 3.7: Planos de simetria da estrutura considerados na modelação numérica (Garzón-Roca, 2013)

Para permitir a rotação no plano vertical, foram adicionadas rótulas na extremidade das peças metálicas. A união entre estas é realizada através da introdução de uma peça metálica, como mostra a Figura 3.8.

No ponto extremo da peça foram aplicadas condições de apoio correspondentes a um apoio simples que permite o deslocamento longitudinal ao longo do eixo do pilar e adicionar a carga axial, que se manteve constante após ser aplicada.

A carga de corte que introduz o momento fletor no modelo foi adicionada posteriormente à carga axial, através da aplicação de deslocamentos perpendiculares ao pilar, na secção superior da viga, para reduzir os problemas de não convergência do modelo.

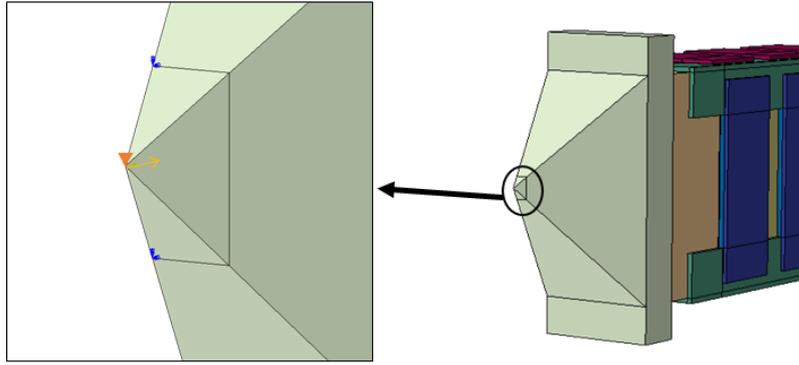


Figura 3.8: Peça metálica: Apoio simples e aplicação de carga axial

O Método de *Newton-Raphson*, no software ABAQUS (ABAQUS 6.10, 2010) foi utilizado para resolver sistemas de equações. Devido ao comportamento não linear dos modelos, o método resolveu sistemas de equações não lineares, por incrementos e interações, usando a tangente da matriz de rigidez.

3.2.3. Tipos de elementos finitos

Todos os elementos de betão, de reforço e argamassa de ligação entre estes, foram modelados usando elementos hexaédricos com 8 nós e 3 graus de liberdade em cada nó, com integração reduzida e *hourglass control* (C3D8R), como se mostra na Figura 3.9.

Estes foram ligados entre si pela opção do ABAQUS *TIE (ABAQUS 6.10, 2010). Esta opção permite fundir duas superfícies, mesmo que cada uma tenha uma malha de elementos finitos diferentes, e ainda impede o movimento relativo entre estas.

O pilar foi o primeiro elemento a ser modelado, sendo cada uma das suas superfícies definida como principal. Considerou-se como superfície secundária, cada face dos restantes elementos ligada ao pilar por esta opção.

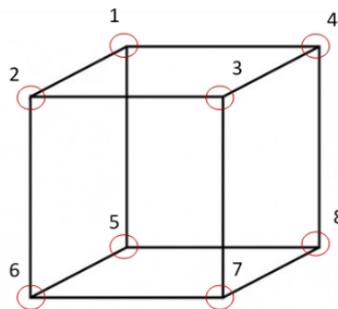


Figura 3.9: Elemento finito tipo C3D8R

As armaduras longitudinais e transversais foram modeladas usando elementos de treliça com 2 nós e deslocamento linear e unidimensional, permitindo receber apenas carga axial (T2D3), tal como mostra a Figura 3.10. Garantido uma ligação perfeita entre o betão e o aço das armaduras, foi utilizada a opção do ABAQUS *EMBEDDED ELEMENT (ABAQUS 6.10, 2010). Nesta opção, as armaduras foram os elementos embebidos e foram modeladas como superfícies principais, e os pilares e as vigas que as recebem, como superfícies secundárias.



Figura 3.10: Elemento finito tipo T2D3

A peça metálica colocada na extremidade do pilar foi modelada por elementos tetraédricos lineares, de 4 nós e com 3 graus de liberdade por nó (C3D4), como indica a Figura 3.11. Estes elementos foram escolhidos devido à complexidade da peça metálica face aos restantes elementos.

A aplicação de uma malha tetraédrica, possibilita que para o mesmo elemento estrutural, sejam criados mais elementos finitos e de menor tamanho, tornando os resultados mais precisos, do que se fossem aplicados, por exemplo, elementos hexaédricos.

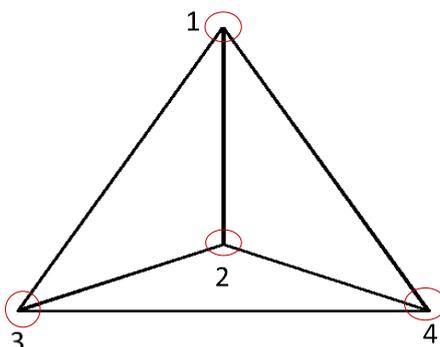


Figura 3.11: Elemento finito tipo C3D4

A malha definida para cada elemento, é igual em ambos os modelos. Os elementos de betão, as armaduras longitudinais e transversais, os elementos de argamassa que fazem a ligação entre o pilar e as presilhas, e a caixa metálica colocada na extremidade do pilar, são constituídos por uma malha de $30 \times 30 \times 30 \text{ mm}^3$.

Os elementos que representam os capitéis colocados na ligação entre a viga e o pilar são formados por uma malha de $10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$. Os elementos representativos das cantoneiras e das presilhas, são de $20 \times 20 \times 20 \text{ mm}^3$ e aproximadamente $25 \times 25 \times 25 \text{ mm}^3$, respetivamente.

Relativamente à peça metálica, a sua malha tetraédrica é de $40 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$. Ainda que as dimensões sejam superiores às restantes malhas, o número de elementos finitos neste elemento é superior devido à geometria adotada para a respetiva malha.

3.2.4. Modelo constitutivo do betão

Sabendo que o pilar fica submetido a esforços combinados de compressão e de flexão, o comportamento do betão foi simulado numericamente através do modelo constitutivo pré-definido pelo ABAQUS - *Concrete Damage Plasticity* (ABAQUS 6.10, 2010) que tem em conta os seguintes mecanismos de rotura: plastificação e esmagamento do betão à compressão e fissuração em tração.

Para além deste modelo constitutivo ser definido pelo ABAQUS (ABAQUS 6.10, 2010), outros parâmetros associados aos modelos foram adotados por defeito como, a excentricidade, o rácio entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial do betão e o rácio entre a segunda invariante de tensões em tração e compressão (ABAQUS 6.10, 2010).

O ângulo de dilatância, tal como no modelo validado por Garzón-Roca (2012) foi adotado para um valor de 20 graus.

3.2.4.1. Comportamento do betão à tração

O modelo “*Concrete Damage Plasticity*” do ABAQUS (ABAQUS 6.10, 2010), indica que quando o betão é submetido à tração, a resposta tensão-deformação (σ - ε) segue uma relação elástica linear até ser atingido o valor de resistência à tração (f_{ct}) com deformação correspondente a ε_{ct} , sendo a resposta pós-pico dada por uma parábola, com concavidade negativa.

Quando a parábola tende para valores de tração quase nulos, o valor da respetiva deformação é igual a 10 vezes o valor da deformação que corresponde à resistência à tração do betão.

O coeficiente de *Poisson* (ν) utilizado é de 0.2. O módulo de elasticidade (E_c) e a resistência à tração (f_{ct}) foram determinados através de equações empíricas propostas no ACI (ACI, 2008):

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c} \quad (3.1)$$

$$f_{ct} = 0,33 \times \sqrt{f_c} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (3.3)$$

Determinados estes valores, definiu-se a curva que representa o comportamento do betão à tração (com $f_c=12 \text{ MPa}$), apresentada na Figura 3.12 e considerada no modelo numérico.

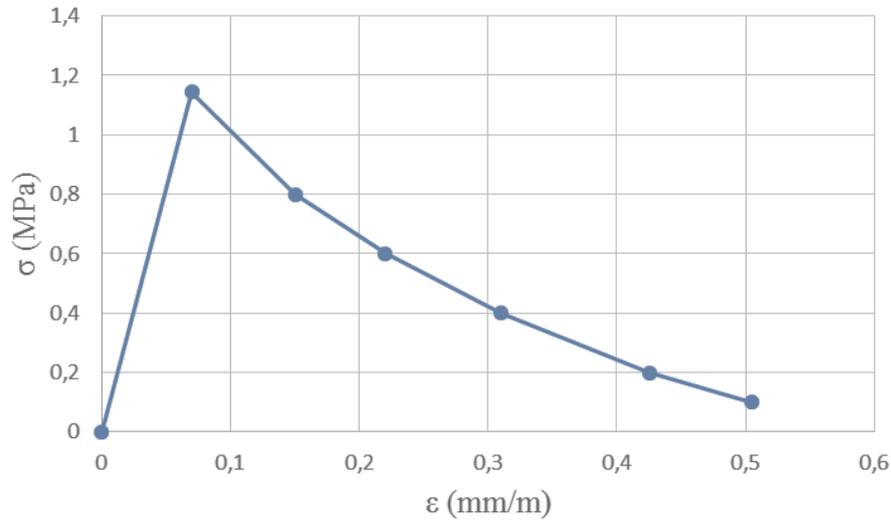


Figura 3.12: Modelo constitutivo do betão: Comportamento do betão à tração

3.2.4.2. Comportamento do betão à compressão

Para representar o comportamento do betão à compressão, no modelo “*Concrete Damage Plasticity*”, foi aplicada a curva que relaciona as tensões e deformações proposta por Saenz (Saenz, 1964) na equação (3. 4)

$$\sigma_c = \frac{E_c \cdot \varepsilon_c}{1 + (R + R_E - 2) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right) - (2 \cdot R - 1) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2 + R \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^3} \quad (3. 4)$$

em que,

$$R = \frac{R_E \cdot R_\sigma - 1}{(R_E - 1)^2} - \frac{1}{R_E}, R_E = \frac{E_c}{E_0}, E_0 = \frac{f_c}{\varepsilon_0} \quad (3. 5)$$

e $\varepsilon_0 = 0,0025$, $R_E = R_\sigma = 4$. (Hu & Schnobrich, 1989)

Sendo a geometria o único fator variável na conceção dos novos modelos, o betão utilizado na simulação numérica de ambos os modelos, foi o mesmo que o do modelo validado.

A resistência à compressão do betão dos pilares é reduzida, 12 MPa, vista a necessidade destes serem reforçados. A Figura 3.13 apresenta a curva do comportamento do betão à compressão considerada nos modelos contruídos.

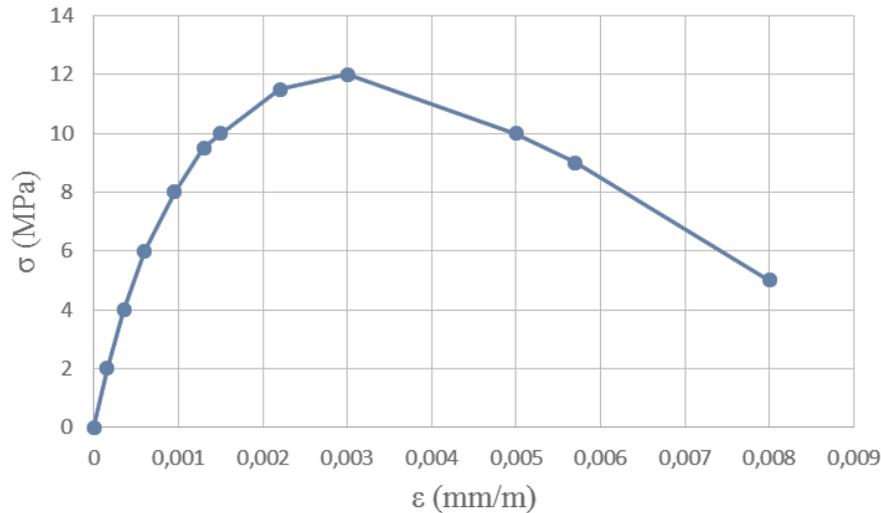


Figura 3.13: Modelo constitutivo do betão: Comportamento do betão à compressão

3.2.5. Modelo constitutivo do aço

O comportamento de todos os elementos de aço (armaduras e reforço) é elasto-perfeitamente plástico e idêntico quando sujeito tanto a tensões de tração como de compressão.

O módulo de elasticidade e tensão de cedência para as armaduras são de 200 GPa e de 500 MPa, respetivamente, e para os elementos de reforço, 210 GPa e 275 MPa, respetivamente. Para os elementos metálicos o coeficiente de *Poisson* é 0.3 (Garzón-Roca *et al.*, 2012).

A peça metálica, colocada na extremidade do pilar para aplicação da carga axial, tem um comportamento elástico linear e com o mesmo modo de elasticidade e coeficiente de *Poisson* que os elementos metálicos de reforço (Garzón-Roca *et al.*, 2012).

3.2.6. Modelo constitutivo da argamassa

Foi assumido um comportamento elástico linear na argamassa que estabelece o contacto ente o pilar e o reforço, pois nos resultados experimentais de Garzón-Roca *et al.* (2012), não foi detetado qualquer tipo de dano neste material de ligação. O correspondente coeficiente de *Poisson* é de 0.2 e o módulo de elasticidade de 25 GPa (Garzón-Roca *et al.*, 2012).

3.2.7. Interação entre os vários componentes

A interação entre as cantoneiras e presilhas metálicas e a argamassa de ligação é simulada por superfícies de contacto em que o comportamento nas duas direções, normal e tangencial assume um papel relevante.

O comportamento na direção normal foi modelado como “*hard contact*”. Esta interação não permite a penetração entre as duas superfícies e a transmissão de esforços de tração através da interface, não existindo nenhum limite para a pressão de contacto (ABAQUS 6.10, 2010). Na direção tangencial, o comportamento foi modelado através do modelo de fricção clássico e isotrópico de *Coulomb*, definindo um coeficiente de fricção de 0.2 e sem coesão de contacto.

A interação entre a argamassa de ligação e o betão do pilar é feita pela opção **Tie* do ABAQUS (ABAQUS 6.10, 2010), devido à rugosidade destes dois materiais, que é muito superior à que se verifica na interação entre as cantoneiras e presilhas metálicas e a argamassa.

Os capitéis foram soldados ao aço de reforço através da opção **Tie* do ABAQUS (ABAQUS 6.10, 2010). O contacto entre estes e a ligação da viga com o pilar foi modelado sem fricção e como “*hard contact*” na direção normal, permitindo que as superfícies se separem quando submetidas à tração (Garzón-Roca *et al.*, 2012).

Cabe ainda salientar que ambos os modelos não apresentam linearidade geométrica e material.

3.3. Estudo paramétrico

Para conhecer a influência de diversos parâmetros, geométricos e materiais, no comportamento de um pilar de betão armado reforçado com cantoneiras e presilhas metálicas, quando submetido à compressão e à flexão, foi realizado um estudo paramétrico.

Os parâmetros estudados são referentes ao reforço metálico e ao pilar.

Nos parâmetros geométricos incluem-se as dimensões das cantoneiras e dos capitéis, a quantidade presilhas aplicada e a área transversal da armadura longitudinal. Os parâmetros relativos aos materiais são a resistência à compressão do betão e a tensão de cedência do aço do reforço.

Para cada parâmetro foram realizadas variações que corresponderam a novos modelos numéricos, representados na Figura 3.14. Os Modelos 1 e 2, são os modelos de referência para avaliação da influência dos parâmetros mais relevantes e são denominados por “REF”. As variações analisadas são enumerados na Tabela 3.1. Para cada caso analisado, foram obtidos diagramas de força axial – momento.

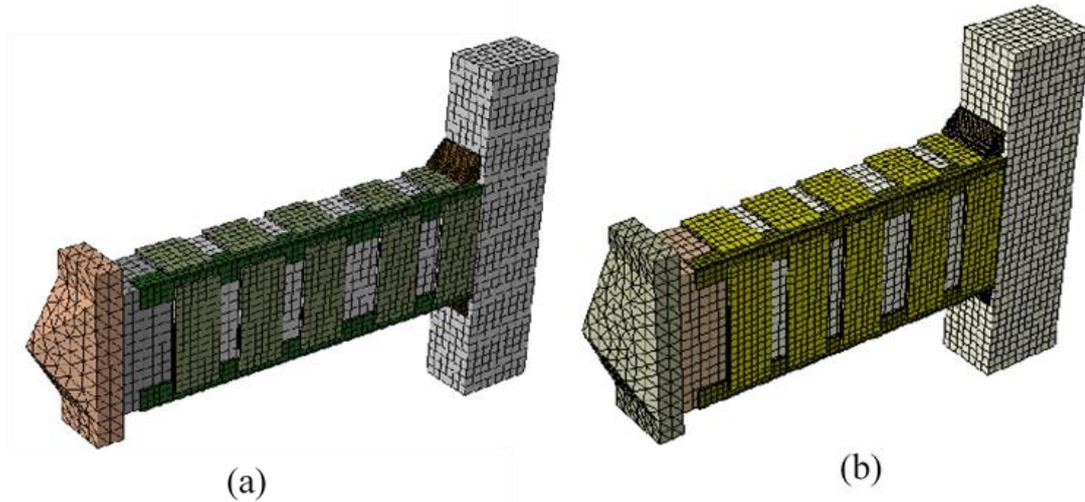


Figura 3.14: Modelos de elementos finitos de referência: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2

Nas figuras A1.1, A1.2, A1.3 e A1.4 do Anexo I, estão representados pormenores dos modelos de elementos finitos realizados.

Tabela 3.1: Parâmetros estudados

Modelo	Reforço			Materiais		
	Capitel	Cantoneiras	Nº de presilhas	f_c (MPa)	f_{yL} (MPa)	Armadura Long.
REF	L70.7	L60.6	5	12	275	4 ϕ 12
C50	<u>L50.5</u>	L60.6	5	12	275	4 ϕ 12
C90	<u>L90.9</u>	L60.6	5	12	275	4 ϕ 12
L40.4	L70.7	<u>L40.4</u>	5	12	275	4 ϕ 12
L50.5	L70.7	<u>L50.5</u>	5	12	275	4 ϕ 12
L70.7	L70.7	<u>L70.7</u>	5	12	275	4 ϕ 12
L80.8	L70.7	<u>L80.8</u>	5	12	275	4 ϕ 12
L100.10	L70.7	<u>L100.10</u>	5	12	275	4 ϕ 12
3strips	L70.7	L60.6	<u>3</u>	12	275	4 ϕ 12
$f_{yL}355$	L70.7	L60.6	5	12	<u>355</u>	4 ϕ 12
f_c20	L70.7	L60.6	5	<u>20</u>	275	4 ϕ 12
f_c30	L70.7	L60.6	5	<u>30</u>	275	4 ϕ 12
A_s10	L70.7	L60.6	5	12	275	<u>4ϕ10</u>
A_s16	L70.7	L60.6	5	12	275	<u>4ϕ16</u>
A_s20	L70.7	L60.6	5	12	275	<u>4ϕ20</u>

3.3.1. Parâmetros estudados

3.3.1.1. Dimensões dos capitéis

Com a intenção de conhecer a influência da variação das dimensões dos capitéis, foram considerados os modelos C50 e C90, apresentados na Figura 3.15, que se diferenciam dos modelos de referência pela variação da geometria dos capitéis.

Estes são constituídos por cantoneiras de L50.5 e L90.9, respetivamente, com extensão igual à das presilhas onde são soldados, e com 3 nervuras de rigidez de 8 mm de espessura nos seus limites e no centro do capitel.

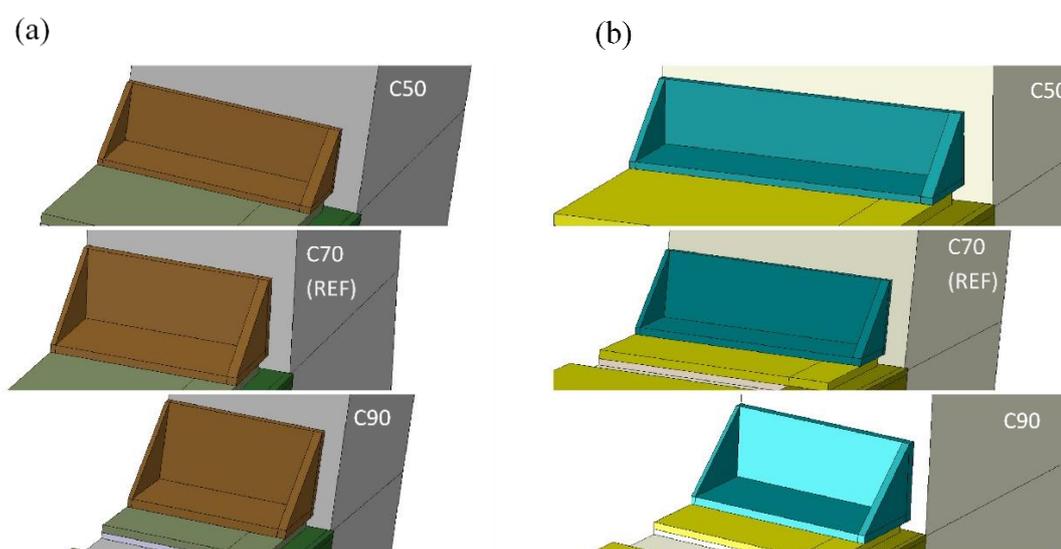


Figura 3.15: Estudo numérico: Variação das dimensões dos capitéis: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2

3.3.1.2. Dimensões das cantoneiras

A partir dos modelos de referência, foram criados novos modelos variando as dimensões das cantoneiras que constituem o reforço. Foram utilizadas cantoneiras do tipo L40.4, L50.5, L70.7, L80.8 e L100.10, tal como se mostra na Figura 3.16, com o objetivo de conhecer a sua influência no comportamento do reforço. Os modelos correspondentes às cantoneiras metálicas do tipo L100.10 foram realizados apenas neste estudo. Pretendeu-se conhecer a sua influência no reforço dos pilares, não servindo para base de comparação de resultados com o estudo numérico de Garzón-Roca *et al.* (2012).

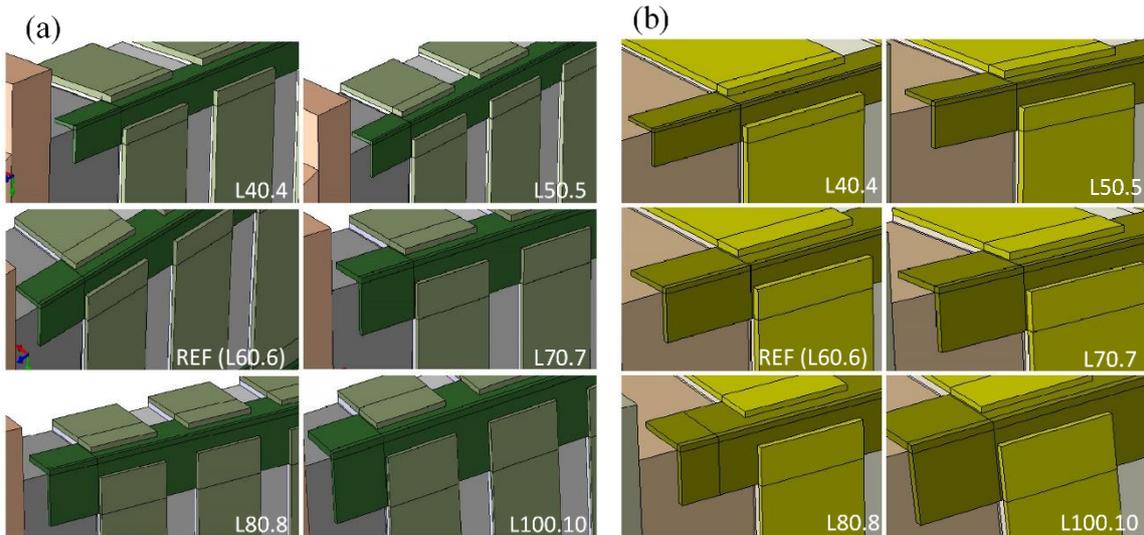


Figura 3.16: Estudo Numérico: Variação das dimensões das cantoneiras: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2

3.3.1.3. Número de presilhas

As presilhas representam um papel importante no que respeita ao confinamento e ao comportamento do pilar reforçado. Foram criados novos modelos (Figura 3.17) onde a quantidade de presilhas foi reduzida de 5 para 3 *strips*, comparativamente com os modelos de referência.

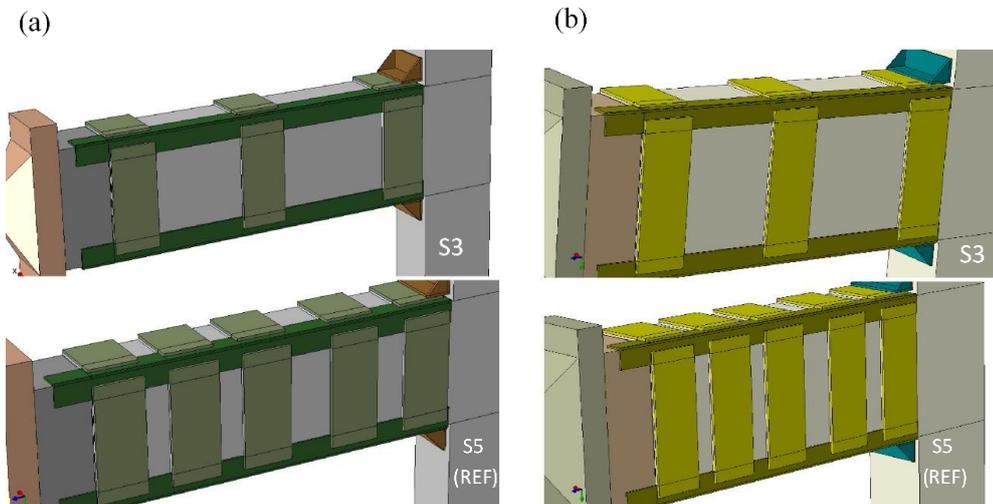


Figura 3.17: Estudo Numérico: Variação da quantidade de presilhas: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2

3.3.1.4. Resistência à compressão do betão

Para analisar a influência da resistência à compressão do betão no comportamento dos pilares reforçados, criaram-se novos modelos, denominados de f_c20 e f_c30 , onde resistência à compressão do betão utilizado nos pilares é igual a 20 MPa e 30 MPa, respetivamente. Estes valores são superiores ao valor da resistência à compressão tomado como referência.

3.3.1.5. *Tensão de cedência do aço do reforço*

A partir dos modelos de referência, que apresentam uma tensão de cedência do aço de reforço de 275 MPa, foram criados novos modelos, f_{yL355} , que permitem a análise da influência deste parâmetro no comportamento dos pilares reforçados. Consideraram-se novos modelos onde a tensão de cedência do aço utilizado corresponde a 355 MPa.

3.3.1.6. *Secção transversal de armadura longitudinal*

A armadura longitudinal desempenha um papel fundamental no comportamento dos pilares submetidos a cargas combinadas de compressão e de flexão, pois a quantidade de armadura tracionada influencia a resistência à flexão dos pilares.

Para estudar este parâmetro, criaram-se novos modelos com menor e maior secção transversal de armadura longitudinal relativamente aos modelos de referência. Deste modo, considerou-se um modelo com menor armadura transversal, denominado A_s10 , e dois modelos com maior armadura transversal, A_s16 e A_s20 .

3.3.1.7. *Geometria dos modelos*

Como é alvo de estudo na presente dissertação, foram criados modelos com geometrias diferentes para analisar o comportamento destes quando submetidos a flexo-compressão. Como tal, foi feita uma comparação entre os três modelos de referência: o modelo realizado por Garzón-Roca *et al.* (2013) (Figura 3.18), Modelo 1 (Figura 3.19) e Modelo 2 (Figura 3.20).

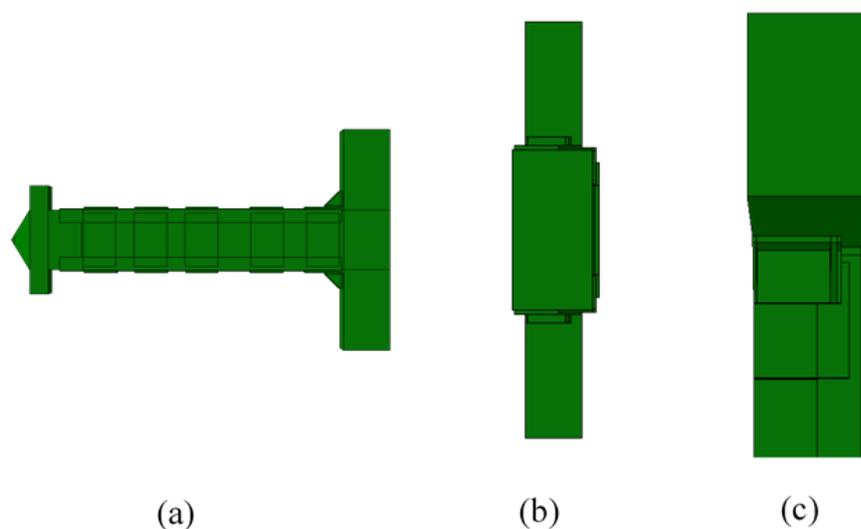


Figura 3.18: Modelo numérico de Garzón-Roca (2013): (a) Vista longitudinal; (b) Secção transversal do pilar; (c) Secção transversal da viga

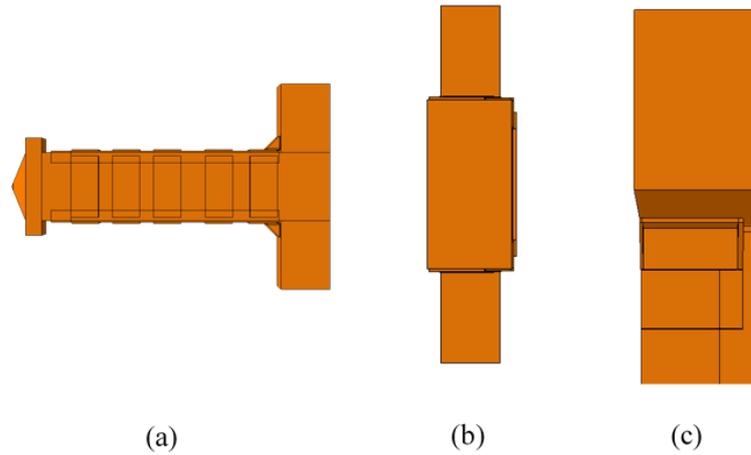


Figura 3.19: Modelo 1: (a) Vista longitudinal; (b) Seção transversal do pilar; (c) Seção transversal da viga

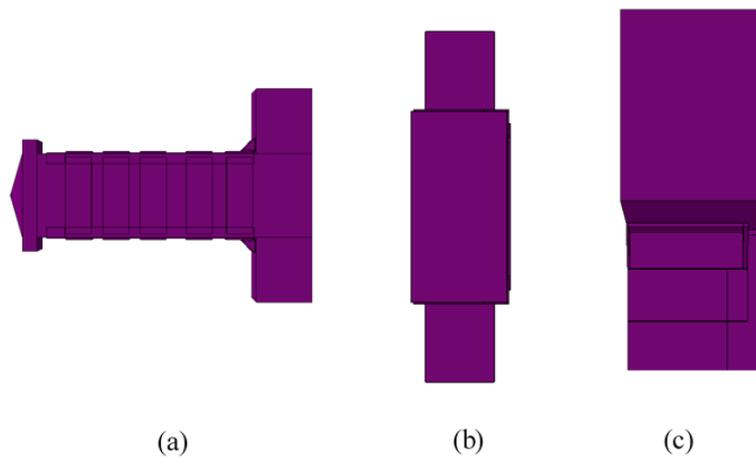


Figura 3.20: Modelo 2: (a) Vista longitudinal; (b) Seção transversal do pilar; (c) Seção transversal da viga

Desta comparação, espera-se um aumento da resistência à flexão e à compressão, devido ao aumento das seções onde são aplicadas as cargas axiais (Figura 3.18b, Figura 3.19b, e Figura 3.20b) e os deslocamentos incrementais que implementam o momento fletor na estrutura (Figura 3.18c, Figura 3.19c, e Figura 3.20c), que se traduz em maior rigidez da mesma.

Com base em todos os pressupostos apresentados, no Capítulo 4 será estudada a influência da geometria na capacidade resistente da estrutura e a forma como esta influencia o comportamento do pilar quando submetido a cargas combinadas de flexo-compressão, através da análise comparativa dos diagramas $N-M$ dos três modelos.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 Diagramas $N-M$

O comportamento dos modelos estudados, submetidos a cargas combinadas de compressão e momento fletor, foi avaliado, assim como nos trabalhos anteriores, através de diagramas de interação que consideram ambas as solicitações. Para além de possibilitarem o estudo da capacidade resistente dos modelos, estes diagramas permitem observar as melhorias resultantes da introdução do reforço nos pilares.

No âmbito do estudo paramétrico, os diagramas de interação entre o esforço axial e o momento fletor permitiram comparar as diferenças de comportamento e de eficiência relativas a cada variação nos parâmetros estudados.

Para cada parâmetro estudado foi elaborado o correspondente diagrama de interação $N-M$. Para obter os pontos com os quais se desenham as curvas $N-M$, foram desenvolvidos, para cada parâmetro, vários modelos com diferentes valores de esforço axial (consideraram-se incrementos de 200 kN). O software ABAQUS (ABAQUS 6.10, 2010) não consegue simular numericamente o ponto inicial e o ponto final de cada curva, correspondentes a esforço axial nulo e momento fletor nulo, respetivamente. Deste modo, estes pontos foram determinados analiticamente.

O ponto relativo ao esforço axial nulo foi obtido por extrapolação de dois pontos. Os pontos subsequentes ao ponto inicial ($N=200$ kN e $N=400$ kN) no diagrama não são próximos nem apresentam uma relação linear, pelo que foram simulados novos modelos para cada parâmetro com esforço axial de 100 kN. Devido à sua proximidade no gráfico permitiram fazer uma extrapolação com o modelo de esforço axial de 200 kN mais realista e com um resultado mais coerente para o momento fletor correspondente a esforço axial nulo.

O ponto associado ao esforço axial máximo e momento fletor nulo foi obtido através do Eurocódigo 4 (CEN, 2004), que assume que o pilar de betão armado é reforçado com cantoneiras e presilhas metálicas, e dispõe de um capitel metálico na extremidade do pilar que faz a ligação entre o pilar e viga. Neste caso, o pilar comporta-se como uma estrutura mista (Adam *et al.* 2008, 2009):

$$N = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_s + 4 \cdot A_L \cdot f_{yL} \quad (4.1)$$

em que A_c , A_s e $4 \cdot A_L$ correspondem à área da secção de betão, de aço e de aço das cantoneiras, respetivamente, com o “4” a representar o número de cantoneiras.

Para cada modelo, com a carga axial imposta, é calculado o respetivo momento fletor, através da informação extraída em cada simulação, os incrementos de pseudo tempo e as reações no apoio para cada incremento.

Para cada incremento é calculado o respetivo deslocamento, u (mm), até chegar ao máximo imposto, 60 mm, através da multiplicação do deslocamento máximo pela diferença entre incrementos, i , tal como na expressão:

$$u = 60 \cdot i \quad (4.2)$$

Para cada reação no apoio, associada a um incremento de deslocamento, é calculada a força máxima, $F_{m\acute{a}x}$ (kN), a atuar na viga que permite calcular o valor do momento máximo atuante, $M_{m\acute{a}x}$ (kN.m), através das expressões:

$$F_{m\acute{a}x} = 4 \cdot R_{m\acute{a}x} \quad (4.3)$$

$$M_{m\acute{a}x} = F_{m\acute{a}x} \cdot b \quad (4.4)$$

No cálculo da força, a reação no apoio é multiplicada por 4 (ao invés de 2, por consideração da estrutura como uma viga simplesmente apoiada em que a força é aplicada no centro), pela consideração da dupla simetria. Cada ponto no diagrama corresponde a um modelo associado a uma carga axial atuante.

A Figura 4.1 apresenta a relação entre a força aplicada na viga e os correspondentes deslocamentos, em ambos os modelos de referência (Modelo 1 e Modelo 2), a partir dos quais se fez variar os parâmetros em estudo, para o ponto correspondente ao momento máximo dos diagramas de interação entre o momento fletor e o esforço axial.

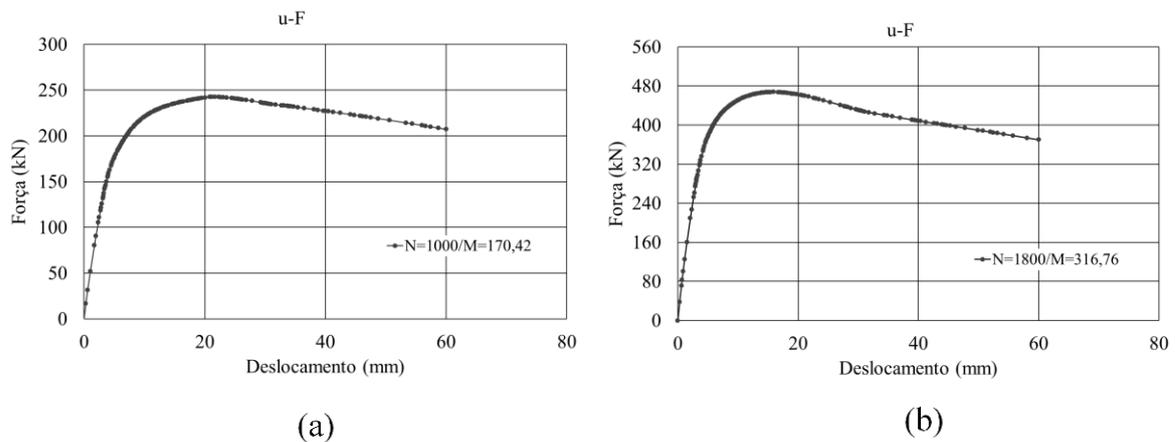


Figura 4.1: Diagramas de interação entre forças e deslocamentos para cada incremento de pseudo tempo: (a) Diagrama relativo ao Modelo 1; (b) Diagrama relativo ao Modelo 2

4.2 Resultados obtidos do estudo paramétrico

4.2.1. Influência da presença dos capitéis

Na Figura 4.2 está representada a influência da exclusão dos capitéis de ambos os modelos de referência.

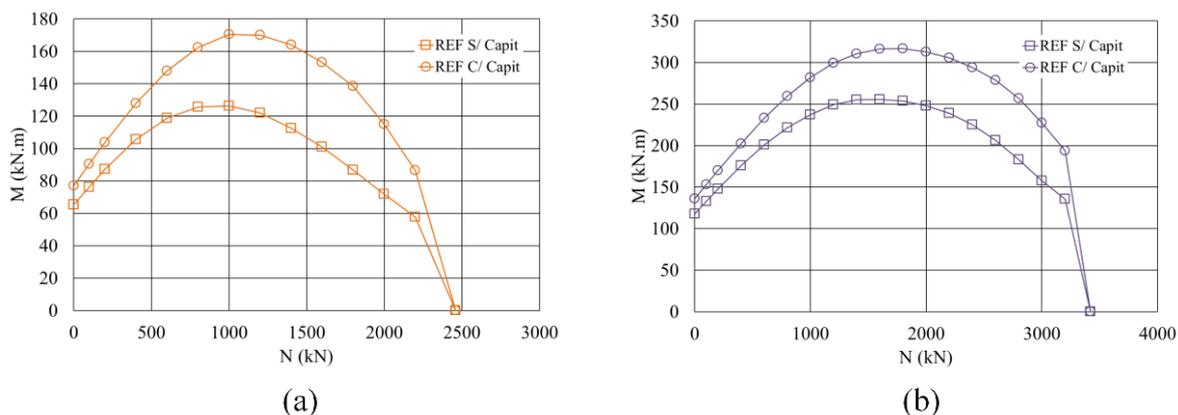


Figura 4.2: Diagramas N - M para o reforço com e sem capitéis: (a) Resultados provenientes do Modelo 1; (b) Resultados provenientes do Modelo 2

Como se pode observar na Figura 4.2a, excluindo os capitéis do modelo numérico, para o mesmo nível de carga axial (1000 kN) é obtido o momento máximo de cada modelo, com e sem os capitéis. No entanto, para o modelo da Figura 4.2b o momento fletor máximo do modelo sem capitéis é obtido para um nível de carga axial com menos 200 kN relativamente ao momento fletor máximo do modelo de referência com capitéis.

Para cargas axiais reduzidas, que variam entre 0% e 20% da carga axial máxima, $N_{\text{máx}}$, a influência dos capitéis na resistência à flexão é pouco significativa. Para cargas axiais mais próximas de $M_{\text{máx}}$, a existência de capitéis na ligação entre a viga e o pilar influencia a resistência à flexão, em aproximadamente, 25% no Modelo 1 e 20% no Modelo 2.

Considerando os modelos sem capitéis, é possível verificar que a influência do aumento da geometria da estrutura na resistência à flexão é de aproximadamente 50%.

4.2.2. Influência das dimensões dos capitéis

Na Figura 4.3 apresenta-se os diagramas N - M que resultam da variação das dimensões dos capitéis utilizados no reforço da ligação viga-pilar. Compararam-se os resultados obtidos no presente trabalho (Figura 4.3b e Figura 4.3c) com os obtidos por Garzón-Roca *et al.* (2012) (Figura 4.3a).

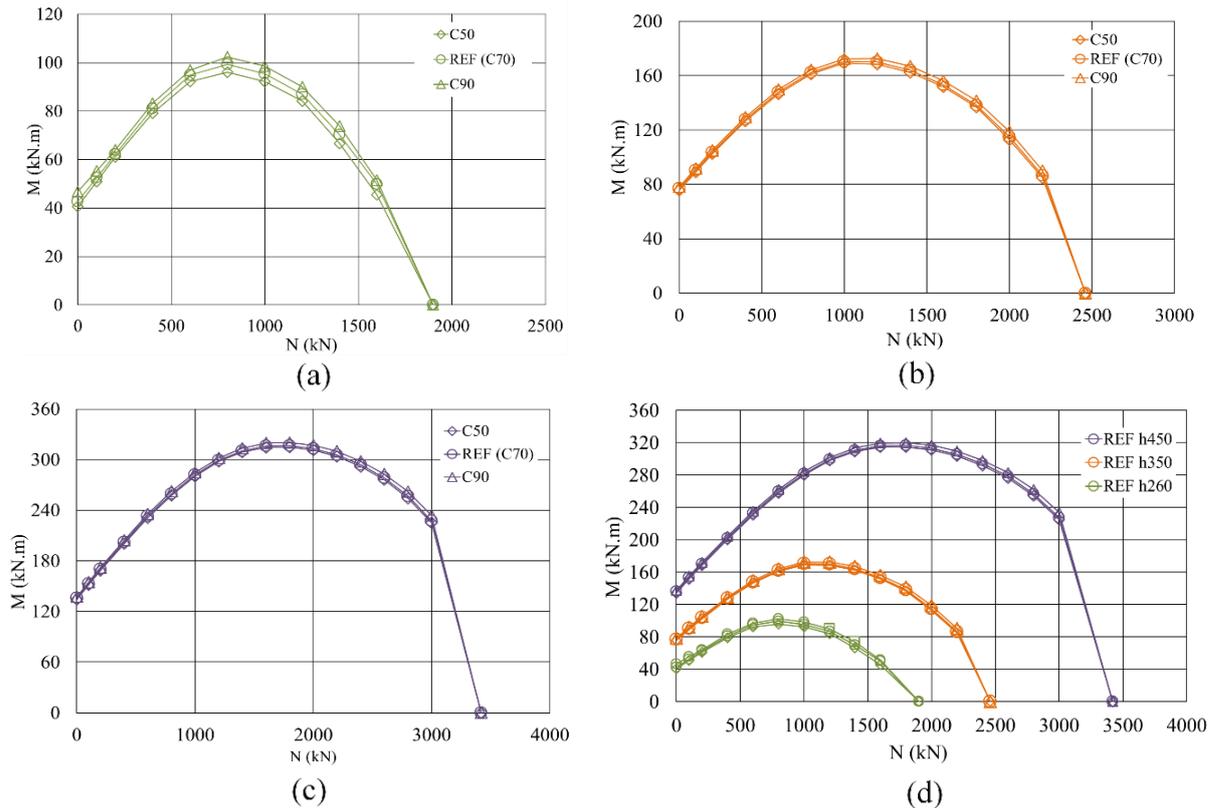


Figura 4.3: Diagramas N - M para a alteração nas dimensões dos capitéis: (a) resultados de Garzón-Roca *et al.* (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados

Na Figura 4.3d estão representados todos os resultados relativos à variação das dimensões dos capitéis. Pela observação dos gráficos, pode-se constatar que o aumento das dimensões dos capitéis tem muito pouca influência na resistência à flexo-compressão do pilar, uma vez que os aumentos de capacidade resistente entre os capitéis C50, C70 e C90 são de apenas 1% a 2%. No entanto, quanto maior é o capitel, maior é a resistência à flexão de cada modelo.

Contudo, a influência na resistência à flexo-compressão do pilar aumenta com o aumento da geometria dos modelos. O aumento da resistência à flexo-compressão entre o Modelo 1 e o modelo realizado por Garzón-Roca *et al.* (2012) é de aproximadamente 40% e entre o Modelo 2 e o Modelo 1, de aproximadamente 50%.

O máximo valor de resistência à flexo-compressão de cada modelo é tanto maior quanto maior for a geometria de cada modelo. Este aumento é de aproximadamente 20% entre o modelo de Garzón-Roca *et al.* (2012) e o Modelo 1 e cerca de 30% entre o Modelo 1 e o Modelo 2.

Em termos práticos, o último ponto de cada curva não é coincidente porque o pilar está confinado, mas a formulação do Eurocódigo 4 não considera esse efeito. Como a formulação

não tem em conta a influência dos capitéis, considerou-se que os pontos finais dos gráficos são coincidentes.

4.2.3. Influência do tamanho das cantoneiras

Na Figura 4.4 apresenta-se os diagramas $N-M$ que resultam da utilização de diferentes tamanhos de cantoneiras no reforço dos pilares em betão armado. Comparam-se os resultados obtidos no presente trabalho (Figura 4.4b e Figura 4.4c) com os que foram obtidos por Garzón-Roca *et al.* (2012) (Figura 4.4a). Na Figura 4.4d está representada a influência conjunta da variação da dimensão das cantoneiras e da variação da geometria dos modelos.

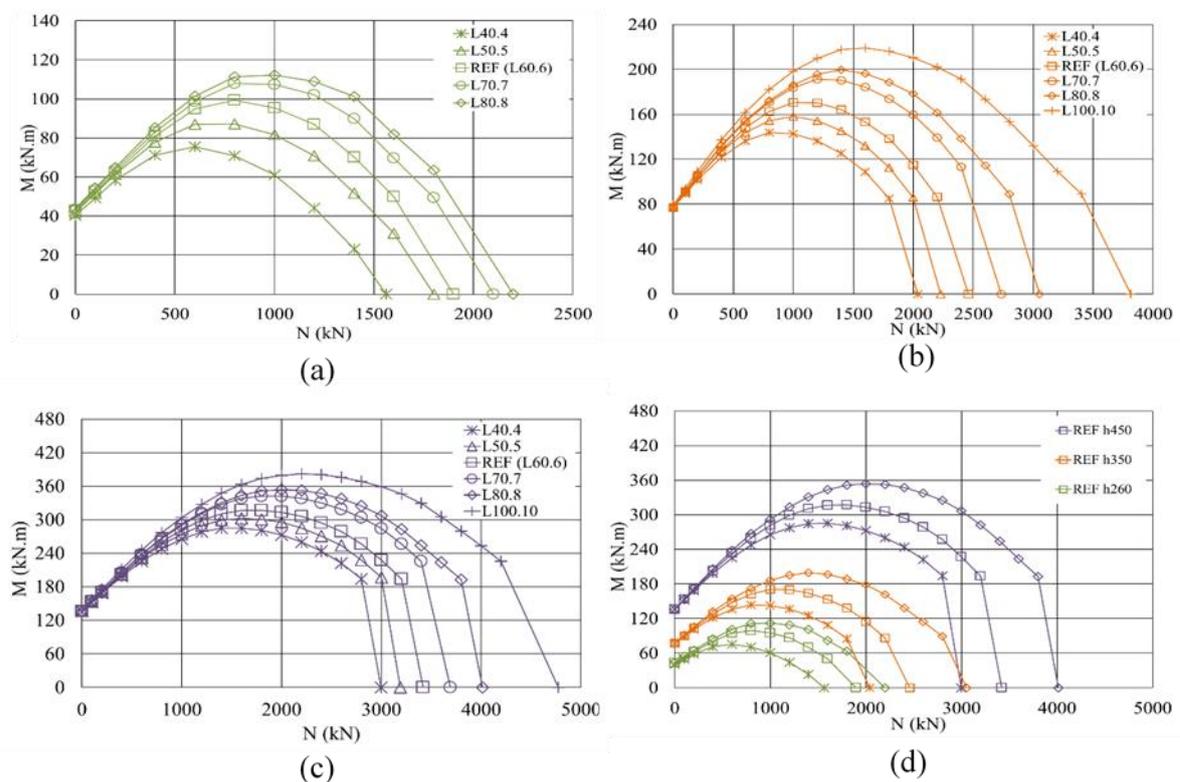


Figura 4.4: Diagramas $N-M$ para a alteração nas dimensões das cantoneiras: (a) resultados de Garzón-Roca *et al.* (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados

É expectável que para uma dimensão maior das cantoneiras, a resistência de um pilar reforçado com *steel caging* seja maior. No entanto, nos resultados apresentados na Figura 4.4, o aumento das dimensões das cantoneiras, provoca um aumento quase insignificante dos momentos flectores quando os valores das cargas axiais variam entre cerca de 0% e 30% do valor de $N_{máx}$. Para cargas axiais superiores, verificou-se, que quanto maior for a dimensão da cantoneira, maior o correspondente valor de resistência à flexão.

Quanto maior a dimensão das cantoneiras, maior é a capacidade resistente do pilar, pois absorvem mais carga transmitida pela viga através da aplicação dos capitéis, resultando em curvas mais suaves. Isto é, à medida que as dimensões das cantoneiras aumentam, os valores máximos de resistência à flexo-compressão estão associados a um intervalo maior de níveis de esforço axiais correspondentes a esses valores.

Com o aumento da geometria dos modelos, o valor máximo da resistência à flexo-compressão do pilar aumentou, mesmo para cargas axiais reduzidas. A variação dos valores da resistência à flexão simples, como se pode observar na Figura 4.4, é de aproximadamente 45%, entre o modelo de Garzón-Roca *et al.* (2012) e o Modelo 1, e entre este o Modelo 2, e são tanto maiores quanto maior é a geometria do modelo.

Comparando a influência das cantoneiras do tipo L80.8, verifica-se que os máximos valores de resistência à flexão obtidos correspondem a valores de resistência à compressão maiores quanto maior for a geometria dos modelos.

O valor máximo da resistência à compressão do Modelo 1 é aproximadamente 30% maior que o do modelo realizado por Garzón-Roca *et al.* (2012). Comparando o Modelo 2 com o Modelo 1, verifica-se que a diferença de valores de resistência à compressão aproxima-se dos 20%, sendo o maior valor de resistência associado ao Modelo 2.

A introdução da cantoneira do tipo L100.10, para além de proporcionar um aumento significativo na resistência à flexão do pilar, para ambos os modelos (Modelo 1 e Modelo 2), resultou num aumento acentuado de resistência à compressão de cerca de 20 % relativamente ao máximo valor de resistência à compressão correspondente à cantoneira do tipo L80.8, quando o acréscimo de resistência à compressão entre as restantes cantoneiras é de aproximadamente 10%, como é possível verificar na Figura 4.4.

4.2.4. *Influência da quantidade de presilhas*

Na Figura 4.5 apresenta-se os diagramas $N-M$ que resultam da variação da quantidade de presilhas colocadas ao longo do pilar. Comparam-se os resultados obtidos no presente trabalho (Figura 4.5b e Figura 4.5c) com os que foram anteriormente obtidos por Garzón-Roca *et al.* (2012) (Figura 4.5a), assim como a influência da alteração da geometria nos resultados (Figura 4.5d).

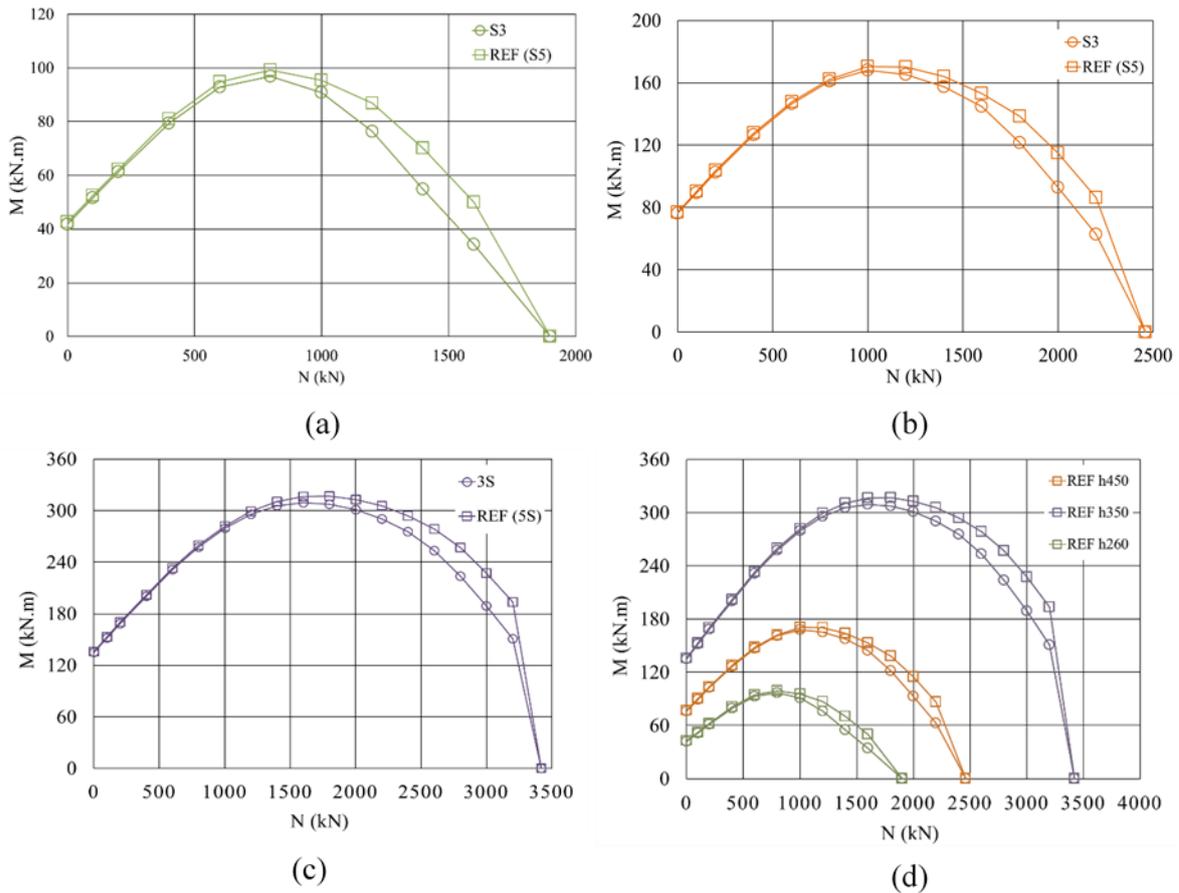


Figura 4.5: Diagramas $N-M$ para a alteração da quantidade de presilhas: (a) resultados de Garzón-Roca *et al.* (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados

Para todos os resultados apresentados, verifica-se que para um menor número de presilhas, a resistência à flexão do pilar é menor. Esta perda de resistência deve-se à redução no confinamento resultante da diminuição de presilhas aplicadas, verificando-se para cargas axiais mais elevadas, que para o mesmo valor de carga axial, a resistência à flexão é menor quanto menor for o número de presilhas. Embora esta diminuição da resistência seja sempre reduzida, para as cargas axiais menores verifica-se uma influência quase nula na resistência à flexão.

Embora a influência da variação da quantidade de presilhas, seja praticamente insignificante para cargas axiais mais reduzidas, o aumento da geometria conduz a um aumento de cerca de 40% entre o modelo de Garzón-Roca *et al.* (2012) e o Modelo 1, e de 50% entre o Modelo 1 e o Modelo 2, no que respeita a valores de resistência à flexão correspondentes a cargas axiais reduzidas.

Relativamente aos valores máximos de esforço axial, verifica-se que do modelo realizado por Garzón-Roca *et al.* (2012) para o Modelo 1, e deste para o Modelo 2, houve um aumento de aproximadamente 20% e 30%, respetivamente.

O efeito do confinamento influencia o modo de rotura. É esperado que para uma menor quantidade de presilhas que a rotura se dê ao longo do comprimento do pilar, e que as cantoneiras comprimidas instabilizem nos espaços entre presilhas (Figura 4.6), devido à maior distância entre estas. Para uma maior quantidade de presilhas, o espaço entre estas é reduzido e a rotura espera-se nas zonas junto à ligação de viga com o pilar.

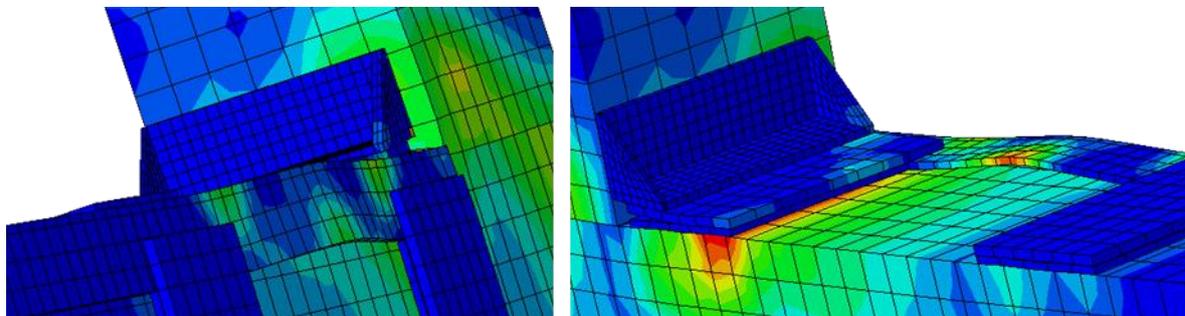


Figura 4.6: Deformação das cantoneiras dos modelos com 3 presilhas

Era esperado que o último ponto de cada curva apresentasse maior valor de resistência à compressão para uma maior quantidade de presilhas, visto que o confinamento aumenta a resistência do pilar. Contudo, este ponto é determinado pela formulação do Eurocódigo 4 (Equação (4.2)), que não considera o efeito de confinamento transmitido pelas presilhas ao pilar, resultando em pontos coincidentes no que respeita ao valor de $N_{m\acute{a}x}$.

4.2.5. *Influência da tensão de cedência dos elementos de reforço*

Na Figura 4.7 apresenta-se os diagramas $N-M$ que resultam da variação do valor da tensão de cedência do material utilizado no reforço (cantoneiras e presilhas). Comparam-se os resultados obtidos no presente trabalho (Figura 4.7b e Figura 4.7c) com os que foram anteriormente obtidos por Garzón-Roca *et al.* (2012) (Figura 4.7a). A influência da variação da geometria nos resultados dos vários modelos está representada na Figura 4.7d.

De um modo geral, aumentando a tensão de cedência dos elementos de reforço no pilar, aumenta a resistência à flexão no pilar.

Para cargas axiais até, aproximadamente 30% de $N_{m\acute{a}x}$, a influência do aumento da tensão de cedência na resistência à flexão é quase impercetível. No entanto, a partir desse valor, o momento fletor aumenta entre 10% e 20% (consoante o aumento da carga axial) em todos os casos analisados. Os resultados obtidos mostram uma tendência semelhante à que foi observada quando se variou o tamanho das cantoneiras.

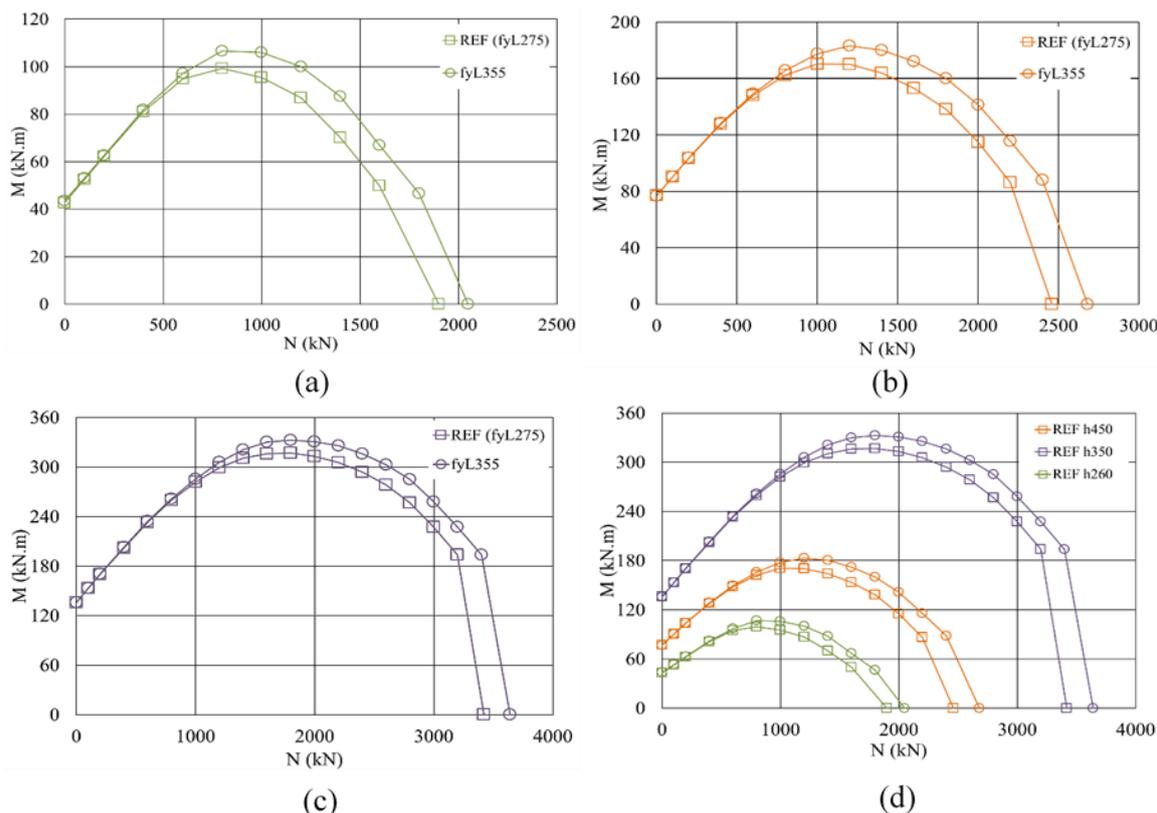


Figura 4.7: Diagramas N - M para o aumento da tensão de cedência no material de reforço: (a) resultados de Garzón-Roca *et al.* (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados

Relativamente ao aumento da geometria dos modelos, os maiores valores de resistência foram verificados para a geometria correspondente ao Modelo 2, que apresentam um aumento de resistência à flexão em relação ao Modelo 1 de 50% e em relação ao modelo de Garzón-Roca *et al.* (2012), de 70%.

A diferença entre os valores de esforço axial máximo entre o Modelo 2 e o Modelo 1, para tensões de cedência de 355 MPa e 275 MPa é de, aproximadamente, 30%. Quando comparados o Modelo 2 e o modelo de Garzón-Roca *et al.* (2012), para as mesmas tensões de cedência, 355 MPa e 275 MPa, a diferença entre os valores de esforço axial máximo são de, aproximadamente, 45% e 50% respetivamente.

4.2.6. Influência da área de armadura longitudinal

Na Figura 4.8 apresenta-se os diagramas N - M que resultam da variação do valor da área de armadura longitudinal. Comparam-se os resultados obtidos no presente trabalho (Figura 4.8b e Figura 4.8c) com os que foram obtidos por Garzón-Roca *et al.* (2012) (Figura 4.8a). A influência da variação da geometria em todos os resultados está representada na Figura 4.8d.

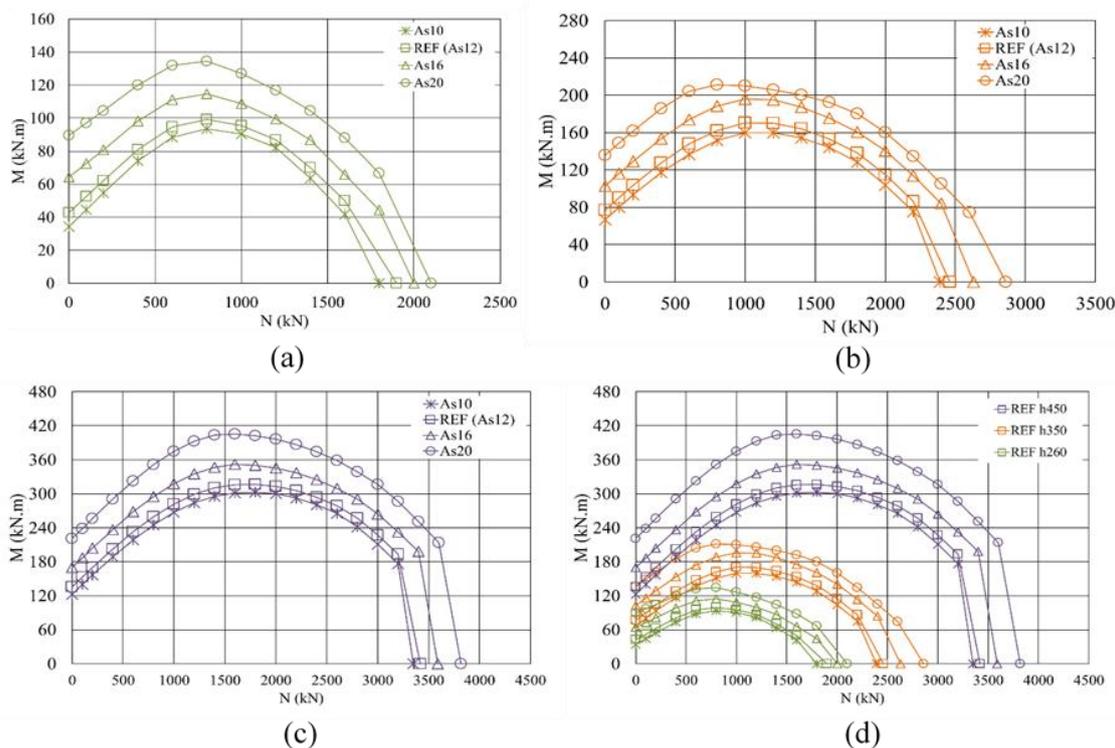


Figura 4.8: Diagramas N - M para a variação da área de armadura longitudinal: (a) resultados de Garzón-Roca *et al.* (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados

Com a variação da área de armadura longitudinal, o comportamento global do pilar quase não se altera. De uma forma geral, a resistência à flexão do pilar cresce à medida que se aumenta a área de armadura longitudinal e esse efeito é evidente em todas as situações de carregamento, mesmo quando o nível de esforço axial é baixo.

Para estes níveis de esforço axial baixo, a influência do reforço (cantoneiras e presilhas) é reduzida, sendo a resistência à flexão essencialmente assegurada pelas armaduras. Portanto, quanto maior for a secção transversal da armadura longitudinal, maior será a resistência à flexão dos pilares reforçados. Deste modo, verifica-se que a área de armadura longitudinal é o único parâmetro que influencia a resistência à flexão para os níveis de esforço axial mais baixos.

A influência conjunta da variação da quantidade de armadura longitudinal e da variação da geometria dos modelos é menos significativa para níveis de esforço axial mais reduzidos e mais relevante para níveis de esforço axial elevados. A sua influência é notória para os níveis máximos de resistência à flexão com uma variação entre o Modelo 2 e o Modelo 1 de aproximadamente 50% e entre o Modelo 2 e o modelo de Garzón-Roca *et al.* (2012) de cerca de 70%.

A variação da geometria influencia os valores de máximo esforço axial em aproximadamente 20% quando se compara o modelo de Garzón-Roca *et al.* (2012) com o Modelo 1, e em cerca de 30% quando se compara o Modelo 1 com o Modelo 2.

4.2.7. Influência da resistência à compressão do betão

Na Figura 4.9 apresenta-se os diagramas $N-M$ que resultam da variação do valor da resistência à compressão do betão utilizado no fabrico dos pilares de betão armado. Comparam-se os resultados obtidos no presente trabalho (Figura 4.9b Figura 4.9c) com os que foram obtidos por Garzón-Roca *et al.* (2012) (Figura 4.9a), assim como a influência da variação da geometria dos modelos nos resultados obtidos (Figura 4.9d).

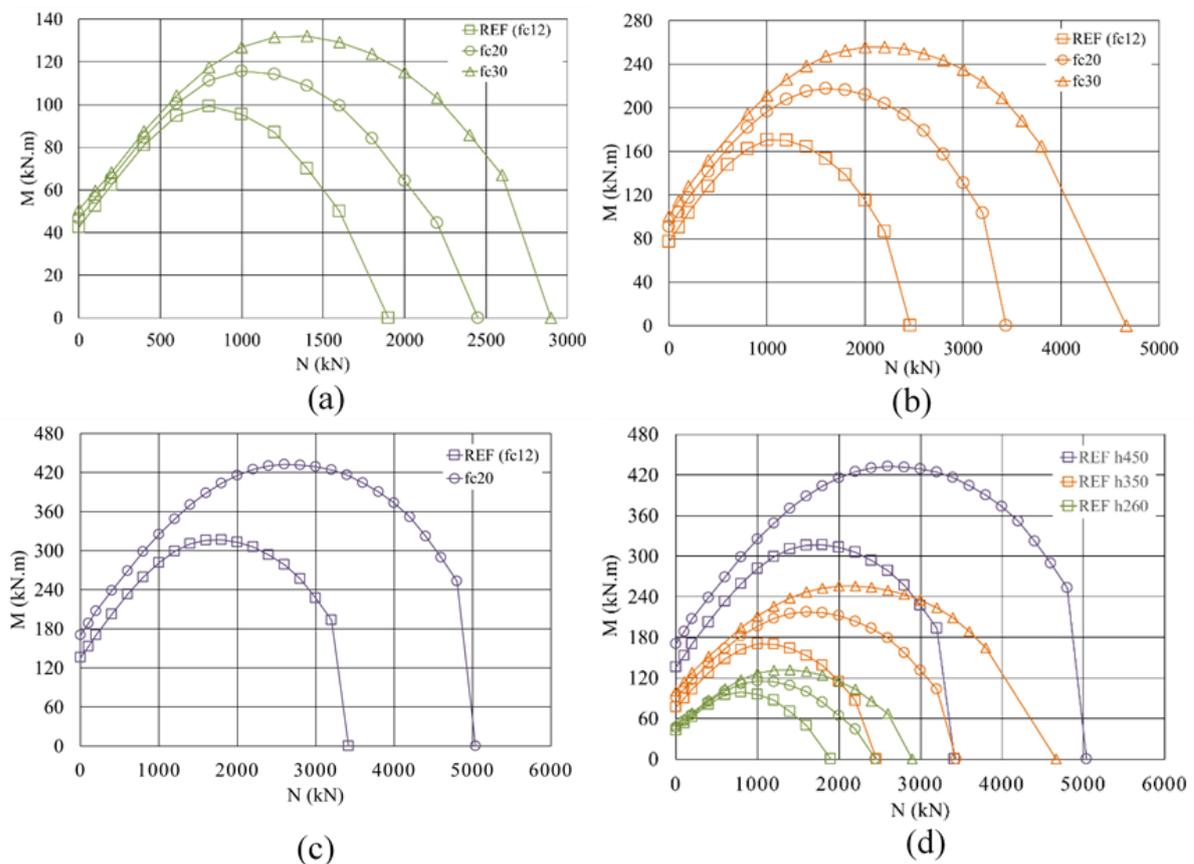


Figura 4.9: Diagramas $N-M$ para a variação da resistência à compressão do betão: (a) resultados de Garzón-Roca *et al.* (2012); (b) resultados provenientes do Modelo 1; (c) resultados provenientes do Modelo 2; (d) comparação de todos os resultados

Como se pode observar na Figura 4.9, a resistência à compressão do betão, tem uma influência muito significativa na resistência à flexão do pilar. Porém, esta influência é pouco significativa para valores de carga axial baixos, entre 0 e 30% de $N_{m\acute{a}x}$.

É possível verificar que o aumento da resistência do betão conduz ao aumento do momento resistente e de maiores esforços axiais. A variação da geometria de cada modelo, não produz aumentos significativos na resistência à flexão, quando se consideram cargas axiais reduzidas. No entanto, a influência da geometria na resistência à flexão para esforços axiais superiores é bastante significativa.

Para além do aumento da resistência do betão, que tem bastante influência nos valores de esforço axial máximo, o aumento da geometria também apresenta uma influência bastante significativa nos resultados, pois quanto maiores forem a resistência e a geometria, mais rígido é o pilar.

No que respeita ao Modelo 2, a curva relativa à resistência do betão de 30MPa (f_c30), não é apresentada devido à existência problemas de convergência do modelo, que não permitiram chegar a uma solução. Deste modo, não foi possível obter os resultados pretendidos no tempo disponível para realizar esta dissertação.

4.3 Ligação viga-pilar – Impacto do reforço para diferentes níveis de esforço axial

No estudo paramétrico, foi possível analisar a influência de diversos parâmetros no comportamento do pilar reforçado com *steel caging*. Foram utilizados capitéis em aço na extremidade do pilar, posicionados na zona que faz ligação com a viga, com vista a aumentar a capacidade resistente do pilar nessa zona.

Com a alteração da geometria dos modelos, analisou-se o impacto do reforço (cantoneiras e presilhas metálicas) e dos capitéis para diferentes níveis de esforço axial, para cada modelo de referência, com base nos diagramas de interação entre o momento fletor e o esforço axial resultantes do estudo paramétrico.

Para a análise do impacto do reforço na ligação viga-pilar, foram escolhidos dois níveis de carga axial com base na influência destes nos diagramas *N-M*. Deste modo, foram analisados níveis de carga axial mais reduzidos, que se provou terem pouca influência no reforço, quando alterados estes parâmetros (cantoneiras, presilhas e capitéis) e os níveis de esforço axial correspondentes ao ponto de máximo valor de momento fletor dos diagramas *N-M*.

4.3.1. Impacto da aplicação dos capitéis

Com a aplicação dos capitéis, é esperado que a capacidade resistente da ligação entre o pilar e a viga aumente. Para tal foram colocados capitéis com ligação à viga e à última presilha. Nos modelos numéricos, esta ligação foi simulada com contacto rígido devido ao modo de

rotura que consiste na separação física do capitel na zona tracionada e pelo esmagamento do betão pelo capitel na zona da comprimida.

4.3.1.1. *Nível de esforço axial reduzido*

Na Figura 4.10 está representada a ligação da viga com o pilar, com e sem capitéis e as respetivas tensões instaladas na estrutura (MPa), quando o pilar é submetido a níveis de carregamento axial reduzidos.

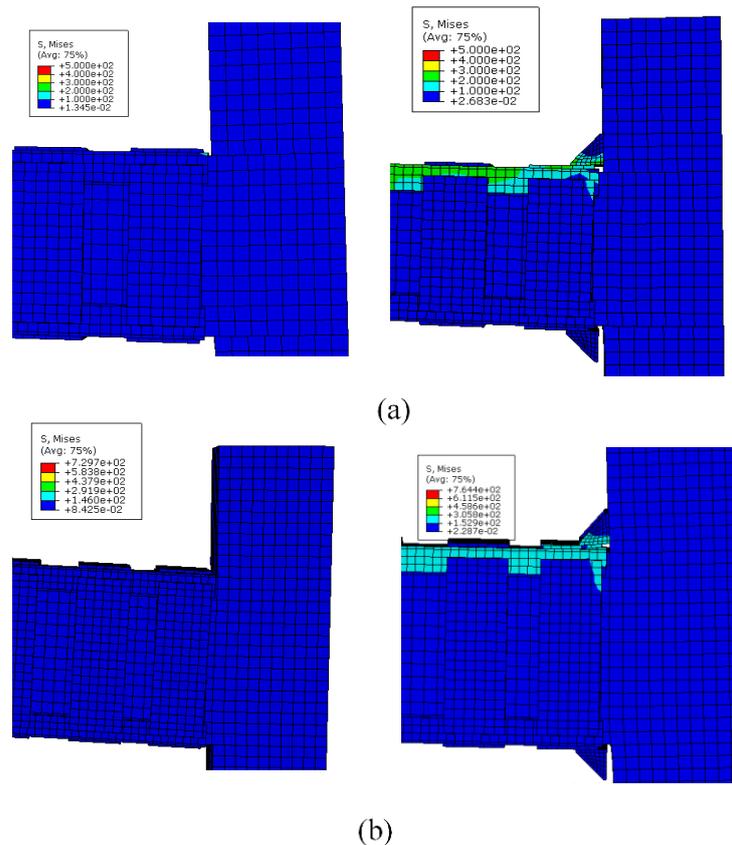


Figura 4.10: Tensões instaladas na ligação viga-pilar, com e sem capitéis: (a) Modelo 1: $N=200$ kN; (b) Modelo 2: $N=600$ kN

Pela análise dos diagramas de interação entre o esforço axial e o momento fletor, foi possível verificar que as cargas axiais atuantes nos modelos da Figura 4.10 têm pouca influência na resistência à flexão, quer sejam ou não aplicados capitéis.

Sob efeito de cargas axiais reduzidas, a capacidade resistente do pilar na zona comprimida da sua ligação com a viga é maior devido ao aumento da geometria.

Na Figura 4.10 é possível observar a transmissão de esforços da viga para o pilar por intermédio do capitel comprimido, aumentando nesse ponto a capacidade resistente da

estrutura. A rotura ocorre na zona tracionada (ligação inferior do pilar), através da separação física do capitel da estrutura, mesmo com a atuação de esforços axiais com pouca influência na resistência à flexão.

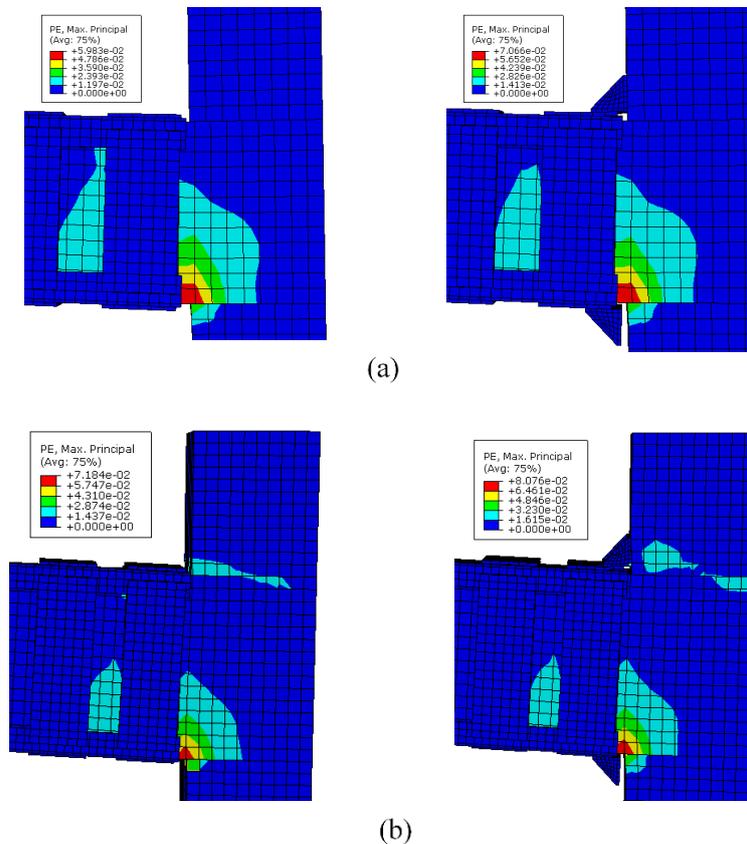


Figura 4.11: Deformação plástica na ligação viga-pilar, com e sem capitéis: (a) Modelo 1: $N=200$ kN; (b) Modelo 2: $N=600$ kN

Na Figura 4.11a é possível observar, que na zona comprimida da ligação entre a viga e o pilar não existe deformação plástica, quando atuam cargas axiais reduzidas.

No entanto, com o aumento da geometria, na zona comprimida existe alguma deformação plástica, mesmo com a atuação de cargas axiais reduzidas, que é menor quando se aplica o capitel.

Na zona tracionada da ligação, sob efeito de cargas axiais mais reduzidas, existe deformação plástica. Esta deformação, para ambos os modelos é maior quando os capitéis são aplicados. Nos modelos sem capitéis, esta manifesta-se pelo surgimento de fendas na zona tracionada junto à ligação viga-pilar. No entanto, considerando a existência de capitéis, e com a atuação dos mesmos esforços axiais na zona tracionada, o capitel destaca-se da estrutura.

4.3.1.2. *Nível de esforço axial associado ao momento fletor máximo*

Na Figura 4.12 estão representadas as tensões instaladas em ambos os modelos, com capitéis e sem capitéis, quando submetidos a um nível de carga axial correspondente ao momento fletor máximo.

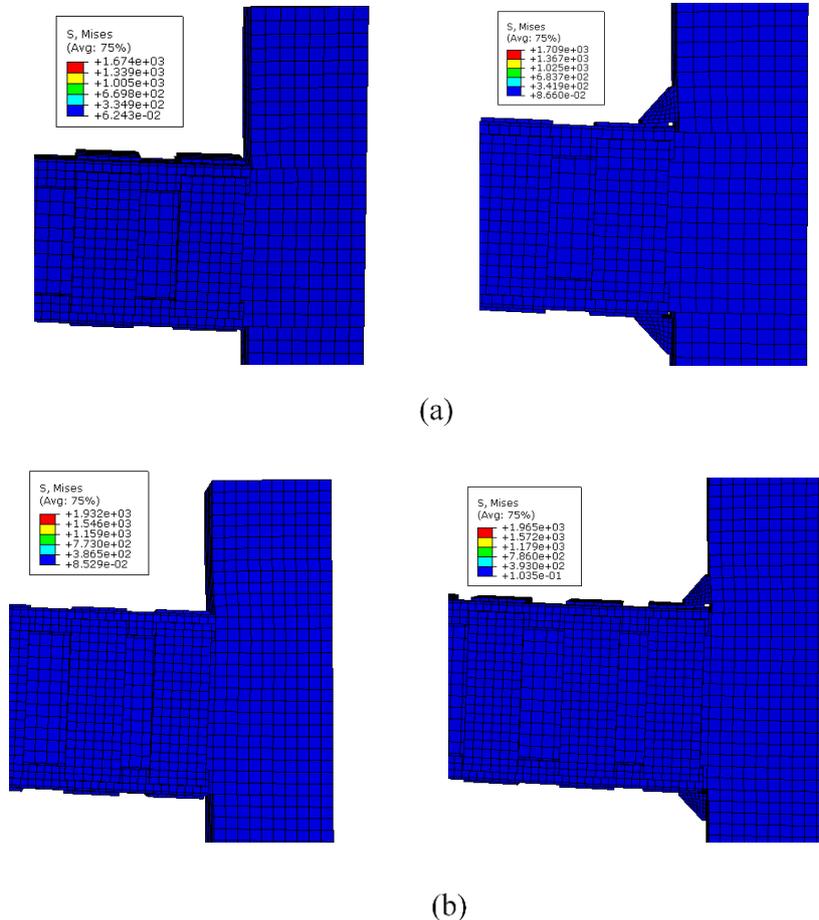


Figura 4.12: Tensões instaladas na ligação viga-pilar, com e sem capitéis: (a) Modelo 1: $N=1000$ kN; (b) Modelo 2: $N=1800$ kN

Analisando os diagramas de interação entre o esforço axial e o momento fletor, $N-M$, é possível observar que a maior influência na resistência à flexão se verifica nos pontos de esforço axial associados ao momento fletor máximo.

Quando atua o momento fletor máximo, toda a secção do pilar que faz ligação com a viga, encontra-se submetida a tensões de compressão, e conseqüentemente ambos os capitéis estão comprimidos. A diferença de tensões de compressão na ligação viga pilar, quando os capitéis constituem o reforço e quando estes não são aplicados é de aproximadamente 20 kPa (Figura 4.12a) no Modelo 1 e de 15 kPa (Figura 4.12b) no Modelo 2. Para além da capacidade resistente na ligação viga-pilar, em ambos os modelos, aumentar com a aplicação de capitéis, também é possível verificar que, quando estes elementos de conexão entre a viga e o pilar não

constituem o reforço, a capacidade resistente aumenta com o incremento da geometria (62,43 kPa no Modelo 1 e 85,29 kPa no Modelo 2).

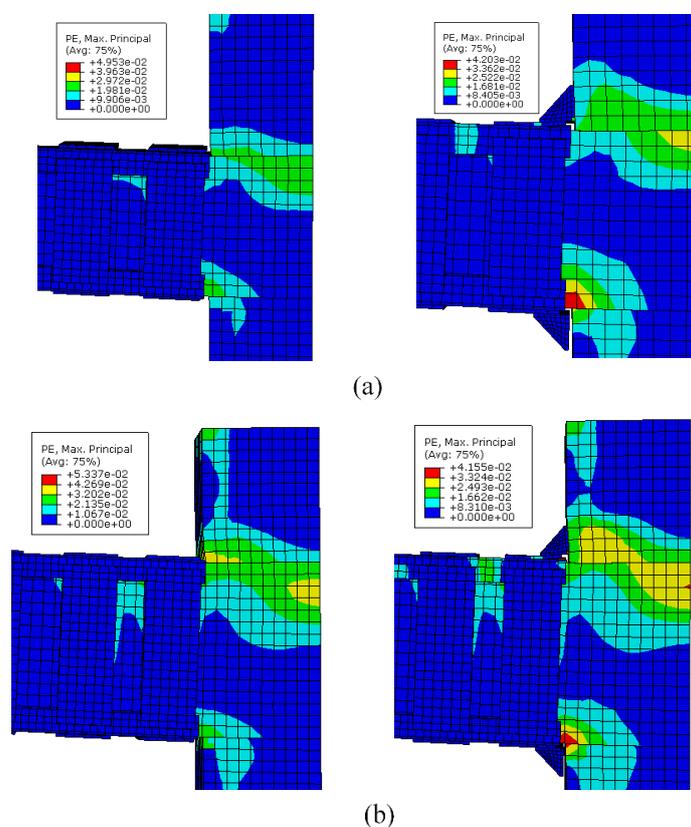


Figura 4.13: Deformação plástica na ligação viga-pilar, com e sem capitéis: (a) Modelo 1: $N=1000$ kN; (b) Modelo 2: $N=1800$ kN

Pela observação da Figura 4.13, verifica-se que na ligação entre a viga e o pilar na zona superior ao eixo longitudinal do pilar, como era expectável, as deformações plásticas são maiores quando a estrutura é apenas reforçada com cantoneiras e presilhas de aço. No entanto, na zona oposta (inferior ao eixo longitudinal do pilar) a deformação plástica é bastante superior quando os capitéis são aplicados, devido à separação física dos mesmos.

Para ambos os modelos, é possível verificar que a deformação plástica na zona tracionada é maior quando atuam as forças axiais mais reduzidas. Quanto maior é a força axial, menor é a influência da flexão na ligação viga pilar, resultando em deformações plásticas inferiores para este nível de carregamento, quer a estrutura contenha ou não capitéis na junta de ligação.

Para a zona comprimida, quanto maior for o esforço axial aplicado, maior é a deformação plástica na ligação entre a viga e o pilar.

4.4 Análise global dos resultados

A partir do estudo paramétrico desenvolvido, obteve-se informações essenciais para o estudo do comportamento de um pilar reforçado com *steel caging* sujeito a cargas axiais e momentos fletores, com a introdução de capitéis de aço na ligação entre a viga e o pilar.

O esforço axial aplicado ao pilar mostrou ser determinante na eficiência do reforço. Quando o esforço axial é mais reduzido, a influência dos diversos parâmetros analisados (variação dos capitéis e das cantoneiras, redução da quantidade de presilhas, aumento da tensão de cedência do aço do reforço, aumento da resistência à compressão do betão e variação da área da secção transversal das armaduras) na resistência à flexão é muito menor do que quando são aplicados esforços axiais elevados. Ou seja, quando são aplicados esforços axiais reduzidos, o momento fletor tem maior influência no modo de rotura do pilar, pois para estes níveis de esforço axial a rotura ocorre na ligação entre a viga e o pilar, com o capitel tracionado a destacar-se da viga.

Deste modo, verifica-se que para cargas axiais reduzidas, os elementos de reforço (cantoneiras e capitéis) têm pouca influência no modo de rotura da estrutura, como foi representado nos respetivos diagramas de interação entre o momento fletor e o esforço axial.

A aplicação do reforço (cantoneiras, presilhas e capitéis) e o aumento da tensão de cedência do aço destes elementos têm pouca influência na resistência à flexão, quando são aplicados esforços axiais reduzidos. Pelo contrário, esta influência verifica-se para níveis de esforços axiais superiores, correspondentes aos valores máximos de resistência à flexo-compressão. Estes valores aumentam, consoante o aumento das propriedades (geométricas ou mecânicas) dos elementos de reforço.

Ainda relativamente ao reforço, foi possível verificar que a quantidade de presilhas influencia o nível de confinamento imposto ao pilar, que é tanto maior quantas mais presilhas forem aplicadas. Relativamente aos capitéis, verificou-se que este é o elemento de reforço que menos influencia o comportamento do pilar, no que respeita à variação das suas dimensões.

Relativamente aos materiais utilizados, a influência da resistência à compressão do betão é tanto maior quanto maior for a carga axial aplicada. O aumento da resistência à compressão traduz-se em maiores valores de esforço axial máximo, $N_{máx}$, e conseqüentemente maior resistência à flexão.

Ao contrário dos parâmetros mencionados anteriormente, o aumento da secção transversal da armadura longitudinal é o parâmetro que mais influencia o comportamento do pilar, pois mesmo para esforços axiais reduzidos, quanto maior for a área da armadura longitudinal, maior é a resistência à flexão. O aumento da geometria dos provetes induziu o aumento da sua resistência à flexão em mais de 50%, aumentando conseqüentemente a respetiva resistência à compressão, em todos os parâmetros analisados.

As curvas que provêm do estudo realizado por Garzón-Roca *et al.* (2012) e as curvas obtidas no estudo paramétrico realizado no âmbito do presente trabalho apresentam uma tendência semelhante, variando apenas nos valores de momento fletor e esforço axial.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. Conclusões

O trabalho realizado durante esta dissertação de Mestrado veio complementar e enriquecer o conhecimento sobre a técnica de reforço de pilares de betão armado com *steel caging*. Embora seja uma técnica utilizada em várias partes do mundo, devido à eficácia e ao aumento de resistência e durabilidade que a sua aplicação confere ao pilar, em termos de dimensionamento está ainda pouco desenvolvida. A maioria dos estudos referenciados neste trabalho dedicaram-se ao estudo do comportamento de pilares reforçados com esta técnica, quando submetidos a esforços axiais de compressão.

Adam *et al.* (2008a; 2008b) verificaram que a ligação entre a viga e o pilar era um aspeto importante no comportamento de um pilar reforçado com cantoneiras e presilhas de aço. Deste modo, como melhoria dos estudos que analisavam o comportamento dos pilares reforçados com solicitação axial, Garzón-Roca *et al.* (2011a, 2011b, 2012), estudaram a influência da ligação viga-pilar em pilares reforçados com a técnica de *steel caging*, quando submetidos a cargas combinadas de flexo-compressão.

Com o objetivo de estender e complementar os estudos realizados, o ponto de partida desta dissertação foi a análise de parâmetros que ainda não tinham sido alvo de estudo, especificamente, a variação da geometria dos pilares e da viga.

Como aperfeiçoamento da técnica, foram realizados modelos de elementos finitos com duas geometrias diferentes da do modelo desenvolvido por Garzón-Roca *et al.* (2012), calibrado e validado por resultados experimentais e numéricos. Devido à importância demonstrada da ligação viga-pilar e à sua influência no modo de rotura do pilar (Garzón-Roca *et al.* 2011a), foram aplicados capitéis em aço como elementos de conexão na junta entre a viga e o pilar.

Para estudar o comportamento do pilar à flexo-compressão, foi elaborado um estudo paramétrico onde se fez variar propriedades geométricas (dimensões das cantoneiras, capitéis, e secção transversal e diminuição da quantidade de presilhas aplicadas) e mecânicas (tensão de cedência do aço do reforço e resistência à compressão do betão) do reforço e do pilar.

Com o estudo numérico, no qual foram simulados mais de 500 modelos de elementos finitos (492 reforçados e 109 sem reforço), obtiveram-se os diagramas de interação entre o esforço axial e o momento fletor (diagramas $N-M$), que possibilitaram a obtenção das seguintes conclusões:

- A aplicação da técnica de *steel caging* aumenta a capacidade resistente de um pilar de betão armado reforçado com esta técnica;
- A variação das dimensões dos capitéis pouco afetou o valor da resistência à flexo-compressão do pilar, independentemente do nível de esforço axial;

-
- O desempenho do reforço no pilar é melhorado com a aplicação de capitéis na ligação viga-pilar. Para além de afetar o valor máximo de resistência à flexo-compressão, a sua presença também influencia o modo de rotura do pilar reforçado;
 - Quando são aplicados capitéis, a rotura ocorre na ligação viga-pilar, para níveis de esforço axial reduzidos, através da separação física dos capitéis tracionados. À medida que o nível de esforço axial aumenta e se aproxima do ponto do diagrama $N-M$ correspondente ao valor de compressão máxima, o momento fletor deixa de ter influência no modo de rotura dos capitéis, pois tendem a ficar ambos comprimidos para o valor de $N_{máx}$.
 - O nível de esforço axial influencia a eficiência do reforço, pois para níveis de esforço axial baixos (inferiores a cerca de 30% do valor máximo), o incremento de resistência à flexo-compressão é reduzido. No entanto, com o aumento dos valores de alguns dos parâmetros estudados (dimensões de cantoneiras e capitéis, tensão de cedência, resistência à compressão do betão, etc.) verificou-se que a resistência à flexo-compressão aumenta, mesmo para níveis de esforço axial mais reduzidos.
 - A redução da quantidade de presilhas conduz à redução do confinamento imposto pelo reforço ao pilar, diminuindo a sua capacidade resistente. Para além disto, quando a quantidade de presilhas é reduzida, as cantoneiras comprimidas encurvam nos espaços entre presilhas.
 - Quanto maior for a resistência à compressão do betão, maior é a capacidade resistente do pilar. Esta influência é ainda maior, para níveis de esforço axiais elevados;
 - A dimensão da secção transversal das armaduras é o parâmetro que mais influência tem na capacidade resistente do pilar, pois é independente da carga axial que é aplicada no pilar. Quanto maior é a sua secção transversal, maior é a resistência à flexo-compressão do pilar.
 - O aumento da geometria conduz ao aumento da capacidade resistente do pilar, e todas as conclusões referidas, aplicam-se a ambos os modelos.
 - O aumento da geometria está associado ao aumento da resistência e rigidez, pelo que, quando se aumentou, na análise paramétrica, o valor de resistência à compressão do betão, surgiram problemas de convergência. Deste modo, não foi possível obter uma conclusão relativa ao efeito conjunto do aumento da geometria do parâmetro relativo ao aumento da resistência à compressão do pilar. Tendo em conta que todos os restantes parâmetros seguiram a mesma tendência quando se aumentou a geometria, seria expectável, que tal acontecesse também para o parâmetro que faz variar a resistência à compressão do betão no Modelo 2.

5.2. Recomendações para trabalhos posteriores

Com o estudo realizado nesta dissertação, evidenciaram-se alguns aspetos importantes no comportamento de pilares reforçados com a técnica de *steel caging* que podem vir a ser aprofundados. Os resultados obtidos permitiram enriquecer o conhecimento sobre esta técnica, sendo agora necessário dar continuidade aos trabalhos já realizados.

Como melhoria dos estudos referenciados ao longo da dissertação e do presente trabalho, são apresentadas algumas recomendações pertinentes para a sua continuidade:

- Nesta dissertação, o momento foi imposto ao pilar por intermédio de deslocamentos incrementais aplicados na secção transversal da viga, para um valor máximo de 60 mm e fez-se variar o valor da força axial para cada modelo. Das conclusões desta dissertação verificou-se que a carga axial influencia a capacidade resistente da estrutura, pelo que seria interessante, em trabalhos futuros, fixar o valor de esforço axial e variar o momento fletor imposto ao pilar.
- Adam *et al.* (2008a, 2008b) propuseram melhorias nos estudos anteriores pela análise da influência da ligação viga pilar. Do mesmo modo, esta influência pode ser analisada, dando continuidade ao estudo proposto por Li *et al.* (2009) considerando os efeitos da ação sísmica na ligação viga-pilar.
- Na presente dissertação, a determinação do nível de esforço axial máximo, não é possível através do software utilizado por não considerar os modelos como estruturas mistas. Desta forma, seria interessante, melhorar a proposta do Eurocódigo 4 (CEN, 2004), para a determinação deste ponto, tendo em conta que este não considera o confinamento do pilar, nem a aplicação dos capitéis e das presilhas.
- O tempo disponível para a sua realização da presente dissertação não foi suficiente para desenvolver e calibrar o modelo de cálculo inicialmente previsto. Desta forma, deverá ser realizado um estudo, em que se analise a viabilidade e aplicabilidade do modelo de cálculo desenvolvido por Garzón- Roca *et al.* (2014), para modelos de geometrias diferentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABAQUS 6.10. (2010). Abaqus Analysis User's Manual. Dassault Systèmes Simulia Corp.
- ACI. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08)*. American Concrete Institute (Vol. 2007).
- Adam, J. M. (2007). Behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips. *Steel and Composite Structures*, 7(5), 405–419.
- Adam, J. M., Giménez, E., Calderón, P. a., Pallarés, F. J., & Ivorra, S. (2008). Experimental study of beam-column joints in axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips. *Steel and Composite Structures*, 8(4), 329–342.
- Adam, J. M., Jiménez, E., Calderón, P. a., Ivorra, S., & Pallares, F. J. (2008). Column–joint assembly in RC columns strengthened by steel caging. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*, 161(December), 337–348.
- Badalamenti, V., Campione, G., & Mangiavillano, M. L. (2010). Simplified Model for Compressive Behavior of Concrete Columns Strengthened by Steel Angles and Strips. *Journal of Engineering Mechanics*, 136(February), 230–238.
- Barros, J., "Método dos elementos finitos aplicado a estruturas reticuladas", Dept. de Eng. Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Jun. 2004.
- Braga, F., Gigliotti, R., & Laterza, M. (2006). Analytical Stress–Strain Relationship for Concrete Confined by Steel Stirrups and/or FRP Jackets. *Journal of Structural Engineering*, 132(September), 1402–1416.
- Calderón, P. a., Adam, J. M., Ivorra, S., Pallarés, F. J., & Giménez, E. (2009a). Design strength of axially loaded RC columns strengthened by steel caging. *Materials and Design*, 30(10), 4069–4080.
- Campione, G. (2012). Strength and ductility of R.C. columns strengthened with steel angles and battens. *Construction and Building Materials*, 35, 800–807.
- Campione, G. (2013). RC Columns Strengthened with Steel Angles and Battens : Experimental Results and Design Procedure, (February), 1–11.
- CEN (1998). *Structural steel equal and unequal leg angles. Part 1: dimensions*. Bruxelles.

-
- CEN (2003). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: strengthening and repair of buildings*. Bruxelles
- CEN (2004a). *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: general rules and rules for buildings*. Bruxelles.
- CEN (2004b). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1: general rules as rules for buildings*. Bruxelles
- Cirtek, L. (2001a). Mathematical model of RC banded column behaviour. *Construction and Building Materials*, 15(February 2000), 351–359.
- Cirtek, L. (2001b). RC columns strengthened with bandage - Experimental programme and design recommendations. *Construction and Building Materials*, 15, 341–349.
- Dritsos, S., Pilakoutas, K (1992). Composite technique for repair/strengthening of RC members. *Proc. of 2nd International Symposium on Composite Materials and Structures*, Beijing, China
- Fernandes, G., Tomé, L., Santos, H., & Almeida, R. (2002). *Reforços Estruturais com Perfis e Chapas de Aço*, ConstruLink Press, Nº10.
- Frangou, M., Pilakoutas, K., & Dritsos, S. (1995). Structural repair/strengthening of RC columns. *Construction and Building Materials*, 9(5), 259–266.
- Garzón-Roca, J., Adam, J. M., & Calderón, P. a. (2011). Behaviour of RC columns strengthened by steel caging under combined bending and axial loads. *Construction and Building Materials*, 25, 2402–2412.
- Garzón-Roca, J., Adam, J. M., Calderón, P. a., & Valente, I. B. (2012). Finite element modelling of steel-caged RC columns subjected to axial force and bending moment. *Engineering Structures*, 40, 168–186.
- Garzón-Roca, J., Ruiz-Pinilla, J., Adam, J. M., & Calderón, P. a. (2011). An experimental study on steel-caged RC columns subjected to axial force and bending moment. *Engineering Structures*, 33(2), 580–590.
- Garzón-Roca, J. (2013). *Estudio del Comportamiento a Flexocompresión de Soportes de Hormigón Armado Reforzados con Angulares y Presillas Metálicos*. Tesis Doctoral con Mención Internacional y Cum Laude, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia.

- Garzón-Roca, J., Valente, I. B., Adam, J. M., & Calderón, P. A. (2014). Propuesta de diseño para estimar el diagrama axil-momento de pilares de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicos. *Engenharia Civil UM*, (50), 5–16.
- Giménez, E., Adam, J. M., Ivorra, S., & Calderón, P. a. (2009). Influence of strips configuration on the behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips. *Materials and Design*, 30(10), 4103–4111.
- Hu, H., & Schnobrich, W. C. (1989). Constitutive Modeling of Concrete by Using Nonassociated Plasticity. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 1(4), 199–216.
- Hu, H. T., Lin, F. M., Liu, H. T., Huang, Y. F., & Pan, T. C. (2010). Constitutive modeling of reinforced concrete and prestressed concrete structures strengthened by fiber-reinforced plastics. *Composite Structures*, 92(7), 1640–1650.
- Ivorra, S., Pallares, F. J., Giménez, E., Calderón, P. a., & Adam, J. M. (2009a). Axially loaded RC columns strengthened by steel cages. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*.
- Ivorra, S., Pallares, F. J., Giménez, E., Calderón, P. a., & Adam, J. M. (2009b). Axially loaded RC columns strengthened by steel cages. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*, 162(June), 199–208.
- Jørgensen, C., Grastveit, R., Garzón-Roca, J., Payá-Zaforteza, I., & Adam, J. M. (2013). Bearing capacity of steel-caged RC columns under combined bending and axial loads: Estimation based on Artificial Neural Networks. *Engineering Structures*, 56, 1262–1270.
- Li, J., Gong, J., & Wang, L. (2009). Seismic behavior of corrosion-damaged reinforced concrete columns strengthened using combined carbon fiber-reinforced polymer and steel jacket. *Construction and Building Materials*, 23(7), 2653–2663.
- Mander, J.B., Priestley, J.N., Park, R (1988). A theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826
- Miguel, B., & Pereira, G. (2012). Modelos Analíticos para a Previsão do Desempenho de Pilares Confinados com Fibras de Carbono. Dissertação de mestrado, Instituto Politécnico de Bragança.
- Montuori, R., & Piluso, V. (2009). Reinforced concrete columns strengthened with angles and battens subjected to eccentric load. *Engineering Structures*, 31(2), 539–550.

-
- Rai, D., & Sahoo, D. (2008). Performance-Based Design for Seismic Strengthening of Rc Frames Using Steel Caging and Aluminum Shear Yielding Dampers. *The 14 World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China Th, 2000*(Csi 2006).
- Ramírez, J., Bárcena, J., Urreta, J., & Sanchez, J. (1997). Efficiency of short steel jackets for strengthening square section concrete columns. *Construction and Building Materials, 11*, 345–352.
- Ramírez, J. L. (1996). Ten concrete column repair methods. *Construction and Building Materials, 10*(3), 195–202.
- REBAP (1983). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*. Porto Editora, Porto.
- RSA (2005). *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de maio, Porto Editora.
- Saenz, L.P. (1964)- Discussion of "Equation for the stress-strain ccurve of concrete" by Desayi P, Krishnan S. *ACI Journal 61*, 1229-1235

LISTA DE ENDEREÇOS DOS SITES CONSULTADOS

Abaqus/CAE User's Manual (6.10). Disponível em:
<http://abaqusdoc.ucalgary.ca/books/usi/default.htm>. Acedido em 16-03-2015

ANEXOS

ANEXO 1

MEF: Pilar não reforçado

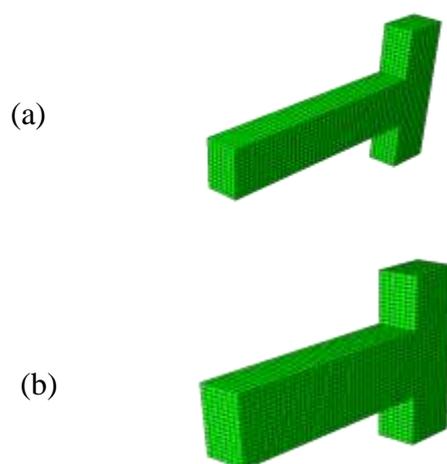


Figura A1.1: Pilar não reforçado: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2

MEF: Reforço

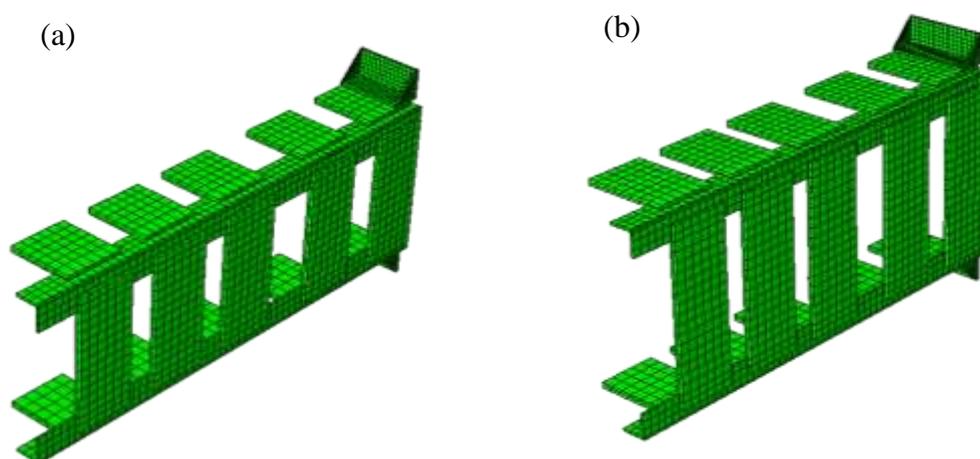


Figura A1.2: Reforço da estrutura: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2

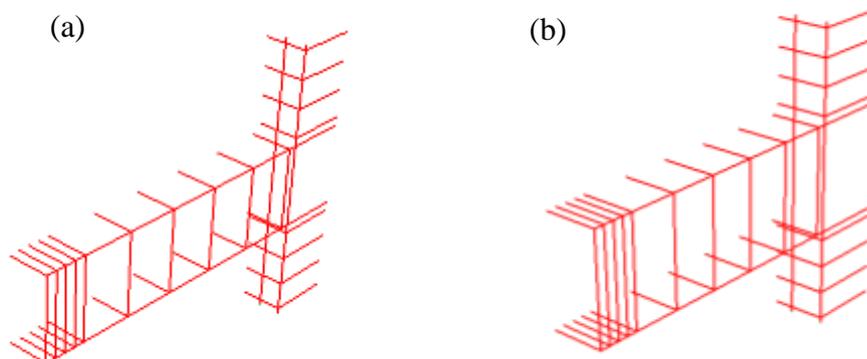
MEF: Armaduras

Figura A1.3: Armaduras da estrutura: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2

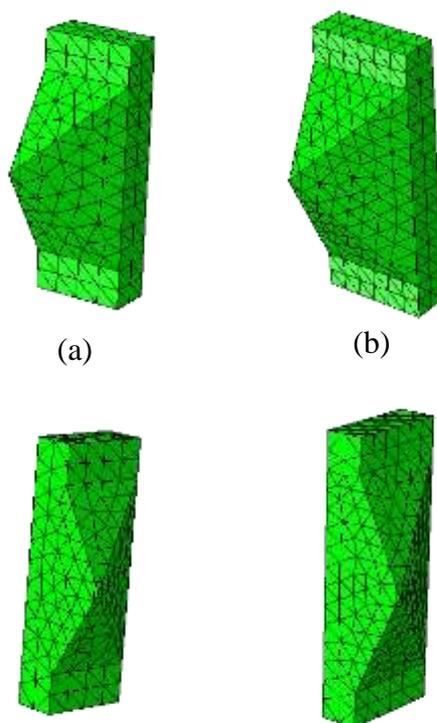
MEF: Peça metálica

Figura A1.4: Peça metálica: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2

