

### UNIVERSIDADE DE LISBOA INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

# Comportamento de colunas de betão armado com varões de GFRP sob diferentes condições de carregamento

#### Wallace Maia de Souza

Orientador: Doutor João Pedro Ramôa Ribeiro Correia

Co-Orientadores: Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Doutor João Pedro Lage da Costa Firmo

Tese aprovada em provas públicas para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil

Qualificação atribuída pelo Júri: Aprovado com Distinção



### UNIVERSIDADE DE LISBOA INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

## Comportamento de colunas de betão armado com varões de GFRP sob diferentes condições de carregamento

#### Wallace Maia de Souza

Orientador: Doutor João Pedro Ramôa Ribeiro Correia

Co-Orientadores: Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Doutor João Pedro Lage da Costa Firmo

Tese aprovada em provas públicas para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil Qualificação atribuída pelo Júri: Aprovado com Distinção

#### Júri

Presidente: Doutor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio, Instituto Superior Técnico,

Universidade de Lisboa

Vogais:

Doutor João Pedro Ramôa Ribeiro Correia, Instituto Superior Técnico,

Universidade de Lisboa

Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro, Instituto Superior Técnico,

Universidade de Lisboa

Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara, Instituto Superior

Técnico, Universidade de Lisboa

Doutor José Manuel de Sena Cruz, Escola de Engenharia, Universidade

do Minho

Doutor Paulo Miguel de Macedo França, Faculdade de Ciências Exatas

e da Engenharia, Universidade da Madeira

#### INSTITUIÇÕES FINANCIADORAS

Fundação de Amparo à Pesquisa e ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Maranhão – FAPEMA (BD-08789/17)

#### **RESUMO**

A aplicação estrutural de materiais poliméricos reforçados com fibras de vidro (GFRP) como armaduras internas de elementos de betão armado (BA) sujeitos a ações compressivas, diferentemente da utilização como reforços estruturais na forma de mantas ou laminados, encontra fortes restrições nos códigos normativos internacionais. Não obstante as vantagens dos varões de GFRP (resistência à corrosão, elevada resistência mecânica, entre outras), estas restrições encontram suporte no (ainda) reduzido número de estudos sobre o comportamento de colunas de BA-GFRP (sobretudo à escala real) sob compressão simples e, principalmente, sob flexão composta, monotónica e cíclica; a isto acresce a menor resistência dos varões de GFRP à compressão (em comparação à tracção), o comportamento elástico-linear (ausência de plastificação e potencial reduzida dissipação de energia em elementos sob ações cíclicas) e o modo de rotura frágil destes varões, o que constitui uma preocupação adicional, sobretudo em zonas sísmicas. Entretanto, os poucos estudos realizados neste domínio revelaram alguma potencialidade no uso de varões de GFRP em elementos estruturais verticais de BA.

Por conta das limitações acima referidas, intrínsecas ao material dos varões de GFRP, surge o interesse de incrementar os níveis de ductilidade e de dissipação de energia em colunas constituídas por estes varões sujeitas a cargas laterais, monotónicas e cíclicas. Neste contexto, a combinação dos varões de GFRP com varões de aço inoxidável (SS) apresenta-se como tecnicamente interessante, em virtude das propriedades do SS, tais como a elevada resistência à corrosão (compatível com a dos varões de GFRP), o elevado módulo de elasticidade, o comportamento elasto-plástico e a sua elevada capacidade de dissipação de energia.

A pesquisa realizada na presente tese teve como principais objetivos: (i) compreender o comportamento estrutural de colunas de BA-GFRP sob diferentes condições de carregamento, analisando o comportamento e a resistência dos varões de GFRP, nomeadamente sob compressão; e (ii) analisar o desempenho estrutural de colunas de BA com armadura hibridizada, combinando varões de GFRP e varões de SS (G/SS), sob carregamento lateral cíclico.

Foram realizados ensaios experimentais no Instituto Superior Técnico e no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em duas fases distintas que incluíram: (i) a caracterização dos materiais para a determinação das suas propriedades mecânicas e, também, da aderência entre os varões e o betão; e (ii) ensaios das colunas para a avaliação do seu comportamento estrutural até à rotura. Em paralelo, foram desenvolvidos estudos

analíticos e numéricos, utilizando os programas MATLAB e ATENA, respectivamente, com vista (i) a desenvolver diagramas de interação momento fletor-esforço normal e (ii) a simular, com modelos de elementos finitos tridimensionais, os ensaios experimentais das colunas, aprofundando a compreensão do seu comportamento.

No estudo experimental de colunas sujeitas a compressão (BA-C) ou a flexão composta com compressão, com carga lateral monotónica (BA-CM) e cíclica (BA-CC), foram construídas colunas à escala real, sem e com sapatas, com diferentes tipos de materiais das armaduras longitudinais (aço carbono, GFRP e SS), sujeitas, no caso das colunas sob flexão composta com compressão, a dois níveis de carregamento axial (20% e 33% da carga axial última). O nível de confinamento do núcleo de betão das colunas de BA com cintas de aço e de GFRP (fechadas, com a mesma rigidez axial das cintas de aço) foi igualmente objeto deste estudo.

Os resultados experimentais mostraram que a participação dos varões de GFRP sob compressão foi efetiva em todas as condições de carregamento, tendo exibido níveis de extensão axial máxima à compressão significativos, mas consideravelmente inferiores às extensões máximas em tracção. Os ensaios às colunas de BA-CM e de BA-CC evidenciaram a eficiência das cintas de GFRP, para o menor nível de carga axial, no que se refere ao confinamento do núcleo de betão, o que resultou em níveis consideráveis de ductilidade e de dissipação de energia. A hibridização da armadura longitudinal, combinando varões de GFRP e de SS, contribuiu para a suavização do destacamento do recobrimento e para a manutenção da resistência lateral após o pico de carga; contudo, a exploração da plasticidade dos varões de SS foi limitada, dada a sua elevada extensão de cedência.

Relativamente ao estudo analítico e numérico, os diagramas de interação momento fletoresforço normal e os modelos numéricos mostraram boa concordância com os resultados experimentais até ao destacamento do betão de recobrimento (não simulado), confirmando a contribuição dos varões de GFRP sob compressão. O estudo numérico permitiu analisar o comportamento das colunas de BA-G/SS-CC com maior profundidade, tendo sido avaliadas as condições específicas, em termos de propriedades dos materiais, que permitem aumentar a dissipação de energia com um menor nível de deformação permanente nas colunas.

Palavras-chave: Polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP), aço inoxidável, hibridização de armaduras longitudinais, colunas de betão armado (BA), ensaios experimentais, estudos numéricos e analíticos, carregamento monotónico, carregamento cíclico.

#### **ABSTRACT**

Presently, international design codes comprise severe restrictions regarding the structural application of glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars in reinforced concrete (RC) members subjected to compressive loads; this is quite different from the widespread use of composite sheets or strips in the strengthening of existing structures. Despite the advantages of GFRP bars (non-corrodibility, high-strength, etc.), these restrictions are justified by the (still) reduced number of studies about the behavior of GFRP-RC columns (especially of full-scale) under pure axial compression and, mainly, subjected to combined axial compression and lateral loading monotonic or cyclic; moreover, the lower compressive strength of GFRP bars (compared to their tensile strength), their linear-elastic behavior (no plasticity and potentially low energy dissipation in members under cyclic loads) and brittle failure raise additional concerns, especially in seismic zones. However, the few studies carried out in this field indicated some potential regarding the use of GFRP bars in vertical RC structural members.

Due to the above-mentioned limitations, intrinsic to the material of the GFRP bars, there is a need to improve the ductility and energy dissipation of columns reinforced by these bars under lateral loads, monotonic and cyclic. In this context, the combination of GFRP bars with stainless steel (SS) bars is technically interesting, given the properties of SS, such as its high resistance to corrosion (consistent with that of GFRP), high elasticity modulus, elasto-plastic behavior, and high energy dissipation capacity.

The research carried out in this thesis had the following main objectives (i) to understand the structural behavior of GFRP-RC columns under different loading conditions, assessing the behavior and strength of GFRP rebars, namely under compression; and (ii) to analyze the structural performance of RC columns with hybridized reinforcement, combining GFRP bars and SS bars (G/SS), under cyclic lateral loading.

Experiments were carried out at Instituto Superior Técnico and at the National Laboratory of Civil Engineering, in two distinct phases that included: (i) characterization of materials to determine their mechanical proprieties and also the bond between the rebars and concrete; and (ii) tests of RC columns to evaluate their structural behavior up to failure. In parallel, analytical and numerical studies were also developed using MATLAB and

ATENA, respectively, (i) to develop bending moment-axial load interaction diagrams and (ii) to simulate, with tridimensional finite element models, the experimental tests of the columns, thus obtaining a deeper understanding of their behavior.

In the experimental study of columns under compression (RC-C) or combined compression and bending, with monotonic (RC-CM) and cyclic (RC-CC) lateral loading, full-scale columns were built, without and with footings, comprising different materials as longitudinal reinforcement (carbon steel, GFRP and SS), subjected, in the case of columns under compression and bending, to two different axial load levels (20% and 33% of the axial capacity). The level of confinement of the concrete core in the columns with steel and GFRP stirrups (closed, with the same axial stiffness of the steel stirrups) was also object of this study.

The experimental results showed that the participation of the GFRP rebars under compression was effective for all loading conditions – those rebars exhibited relatively high maximum compressive strains which, however, were significantly lower than the maximum tensile strains. The tests of the RC-CM and RC-CC columns highlighted the efficiency of the GFRP stirrups, namely for the lowest axial load level, regarding the confinement of the concrete core, which resulted in significant levels of ductility and energy dissipation. The hybridization of the longitudinal reinforcement, combining GFRP and SS bars, contributed to smoothen the spalling of the concrete cover and to maintain the lateral strength after the peak load; however, the exploitation of the SS bars plasticity was limited, due to the high yield strain of the SS bars.

Regarding the analytical and numerical studies, the bending moment-axial load interaction diagrams and the numerical models provided good agreement with the experimental results until the occurrence of spalling of the concrete cover (not captured by the models), confirming the contribution of the GFRP bars in compression. The numerical study allowed to analyze in further depth the behavior of RC-G/SS-CC columns; in particular, it was possible to assess the specific conditions, in terms of material properties, that allow increasing energy dissipation with a low permanent deformation level in the columns.

**Keywords:** Glass fiber reinforced polymer (GFRP), stainless steel, hybrid longitudinal reinforcement, reinforced concrete (RC) columns, experimental tests, numerical and analytical studies, monotonic loading, cyclic loading.

#### **AGRADECIMENTOS**

Estes parágrafos são destinados a todos os que me ajudaram a alcançar os objetivos do doutoramento e possibilitaram a concretização desta pesquisa, aos quais expresso a minha mais sincera gratidão.

Inicialmente, agradeço ao meu orientador científico, Professor João Ramôa Correia, que com o seu suporte, paciência, encorajamento, presteza nas contribuições e orientações científicas e não-científicas, dedicação e companheirismo, criou um ambiente mui favorável e indispensável para o desenvolvimento desta tese. Meu muito sincero obrigado a todo cuidado despendido nestes quatro anos, dando-me muita confiança em todas as fases deste trabalho.

Aos meus co-orientadores científicos, Professor João Almeida e Doutor João Pedro Firmo, que foram singulares nas orientações, contribuições e conselhos científicos, robustecendo, em muitas vezes, o nível de qualidade desta pesquisa. Minha gratidão ao Professor João Almeida pelas pertinentes e muito balizadas intervenções na área de betão armado, que contribuíram de forma única para o sucesso deste trabalho. Meu muito obrigado ao Doutor João Pedro Firmo pela acessibilidade, prontidão, orientações e amizade que sempre foram presentes nos momentos mais necessários.

Aos meus colegas de doutoramento e de pesquisa no IST, nomeadamente Pietro Mazzuca, Inês Rosa, Adriana Azevedo, David Martins, Miguel Proença, Mateus Hofmann, Marina Santos, Eloísa Castilho, Md Abud Toyob Shahid, José Gonilha, Mário Garrido, Mário Arruda, Francisco Nunes e Lourenço Fernandes, pela ajuda nas desafiadoras betonagens, conversas sempre animadoras, ambiente sempre amistoso e agregador e companheirismo nos mais diversos momentos.

Agradeço, igualmente, ao DECivil, CERIS, LERM e LC pelas condições de trabalho necessárias para a execução de todas as atividades experimentais desta pesquisa, assim como aos técnicos Fernando Alves, Jorge Pontes, Francisco José e Pedro Costa, que foram indispensáveis na construção das colunas e nos ensaios da campanha experimental. Igualmente, agradeço às secretárias Paula Marques e Elaine Gregório pela ajuda nas mais diversas tarefas institucionais e burocráticas. Finalmente, expresso a minha gratidão ao LNEC, em particular ao Eng.º Manuel Pipa, à Engª Helena Cruz, ao Eng.º José Louro, e

aos técnicos Paulo Marques e Paulo Santos pelo suporte nos ensaios de algumas colunas da campanha experimental.

À Universidade Federal do Maranhão (UFMA), pela oportunidade concedida relativa ao meu desenvolvimento profissional e pelo suporte no doutoramento em outro país. À Fundação de Amparo à Pesquisa e ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Maranhão (FAPEMA), pela ajuda por meio da concessão de bolsa de estudo no exterior, indispensável para um mais eficiente desenvolvimento deste trabalho.

Expresso também a minha gratidão aos parceiros da indústria que tornaram possível a realização da campanha experimental. À Htecnic, especialmente ao Eng.º Pedro Gutierrez e ao Eng.º João Farinha, pela construção das colunas da campanha experimental por meio do elevado nível de qualidade da equipa liderada pelo funcionário Serafim; à S&P, na pessoa do Eng.º Filipe Dourado, pelo fornecimento das mantas de CFRP e pelo suporte técnico da Eng.ª Joana Pereira nos treinamentos oferecidos; à Unibetão e Secil, pelo fornecimento de betão; à ATP *Construction Composites*, pelo fornecimento dos varões de GFRP; e ao Eng.º António Araújo Correia (LNEC), pelo suporte na utilização do programa *SeismoStruct*.

O meu especial Obrigado à minha esposa Suellem Vilhena Maia, que foi um verdadeiro esteio e conforto nos momentos mais complexos desta jornada, e cuja ajuda e palavras diárias foram um combustível para avançar em cada etapa deste desafio; a quem, também, dedico este trabalho, por todo o sacrifício e dedicação.

Finalmente, minha gratidão a Deus, a quem sou eternamente devedor e grato por todo o cuidado, ajuda e força em todos os momentos. A Ele dedico tudo o que há em mim.

## ÍNDICE

RESUMO		i
ABSTRACT	Τ	iii
AGRADEC	IMENTOS	v
ÍNDICE		vii
ÍNDICE DE	E FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE	E TABELAS	xxxiii
SÍMBOLOS	S E ABREVIATURAS	xxxv
PARTE I: I	NTRODUÇÃO E ESTADO DA ARTE	1
CAPÍTULO	1 INTRODUÇÃO	3
1.1 Co	ontexto e motivação	3
1.2 O	bjetivos e metodologia	6
1.3 Pr	rincipais contribuições científicas	8
1.4 O	rganização da tese	9
CAPÍTULO	2 REVISÃO DA LITERATURA	13
2.1 Co	onsiderações iniciais	13
2.2 Ca	aracterísticas gerais dos FRPs	13
2.3 Co	olunas de BA-GFRP-C	19
2.3.1	Considerações gerais	19
2.3.2	Características de resistência e mecanismos de rotura	20
2.3.3	Parâmetros que influenciam o comportamento resistente	24
2.3.4	Sumário	28
2.4 Co	olunas de BA-GFRP-CE	28
2.4.1	Considerações gerais	28
2.4.2	Características de resistência e mecanismos de rotura	29
2.4.3	Parâmetros que influenciam o comportamento resistente	32

2.4.4	Sumário	36
2.5 C	olunas de BA-GFRP-CC	36
2.5.1	Considerações gerais	36
2.5.2	Características de resistência e modos de rotura	37
2.5.3	Parâmetros que influenciam o comportamento resistente	40
2.5.4	Sumário	50
2.6 C	olunas de betão com armadura híbrida (FRP + aço)	51
2.6.1	Considerações gerais	51
2.6.2	Caraterísticas de resistência e mecanismos de rotura	52
2.6.3	Parâmetros que influenciam o comportamento resistente	57
2.6.4	Elementos estruturais de BA-FRP/SS	61
2.7 E	studos numéricos em colunas de BA-FRP	69
2.7.1	Considerações gerais	69
2.7.2	Descrição dos modelos numéricos	70
2.7.3	Resultados de modelações numéricas	73
2.7.4	Sumário	76
2.8 E	studos analíticos em colunas de BA-GFRP	77
2.8.1	Considerações gerais	77
2.8.2	Hipóteses dos estudos analíticos	77
2.8.3	Resultados dos estudos analíticos	78
2.9 C	onsiderações finais	83
PARTE II:	ESTUDO EXPERIMENTAL	87
CAPÍTULO	O 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	89
3.1 C	onsiderações gerais	89
3.2 D	Pimensionamento das colunas de BA	90
3.3 S	éries experimentais e detalhamento das armaduras	93

3.4 Fa	abrico dos elementos estruturais em BA	98
3.5 Pr	ropriedades dos materiais	. 101
3.5.1	Betão	. 101
3.5.2	Armaduras	. 103
3.6 E	nsaios das colunas de BA – Instrumentação, sistema de ensaio e protoco	olo de
carga		. 125
3.6.1	Instrumentação	. 125
3.6.2	Sistema de ensaio e protocolo de carga	. 128
AXIAL C	O 4 COLUNAS DE BETÃO ARMADO SOB CARREGAME CONCÊNTRICO E LATERAL MONOTÓNICO – RESULTA ENTAIS	DOS
4.1 C	onsiderações gerais	. 133
	colunas de betão armado sob carregamento axial concêntrico (BA-C) s materiais da armadura longitudinal	
4.2.1	Considerações iniciais	. 134
4.2.2	Análise do comportamento estrutural das colunas	. 134
4.2.3	Observações nos ensaios e modos de rotura	. 138
	colunas de betão armado com varões de GFRP sob carregamento la ico (BA-GFRP-CM)	
4.3.1	Considerações iniciais	
4.3.2	Análise do comportamento estrutural das colunas	. 141
4.3.3	Observações dos ensaios e modos de rotura	. 160
4.4 C	colunas de BA-CM com diferentes materiais da armadura longitudinal	. 165
4.4.1	Considerações iniciais	. 165
4.4.2	Análise do comportamento estrutural das colunas	. 166
4.4.3	Observações dos ensaios e modos de roturas	. 188
4.5 C	Considerações finais	. 192

CAPÍTU	LO 5 COLUNAS DE BETÃO ARMADO SOB CARREGAMENT	ГО
LATERA	AL CÍCLICO – RESULTADOS EXPERIMENTAIS 1	97
5.1	Considerações gerais	97
5.2	Análise das curvas histeréticas carregamento lateral vs. drift	97
5.3	Deformabilidade da região da rótula	06
5.4	Extensões axiais das armaduras longitudinais e transversais	10
5.5	Parâmetros de ductilidade, de dissipação de energia e de degradação 2	20
5.6	Observações dos ensaios e modos de rotura	27
5.7	Considerações finais	32
PARTE I	III: ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO2	35
CAPÍTU	LO 6 ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO2	37
6.1	Considerações gerais	37
6.2	Estudo analítico das colunas de BA-C e de BA-CM	37
6.2.	1 Considerações iniciais	37
6.2.2	2 Modelos constitutivos dos materiais	38
6.2.3	Metodologia utilizada na construção dos diagramas de interação 2	42
6.2.4	4 Resultados e discussão	47
6.3	Estudo numérico das colunas de BA-CM e BA-CC	52
6.3.	1 Considerações iniciais	52
6.3.2	2 Descrição geral dos modelos numéricos	52
6.3.3	Resultados e discussão	60
6.4	Considerações finais	76
PARTE I	IV: CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTUROS2	79
CAPÍTU	LO 7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 2	81
7.1	Conclusões	81
7.1.	1 Colunas de betão armado sob compressão axial concêntrica e s	ob
carre	egamento lateral monotónico	82

7.1.2	Colunas de betão armado sob carregamento lateral cíclico	. 284
7.1.3	Estudo analítico e numérico das colunas de BA	. 284
7.2 De	senvolvimentos futuros	. 285
REFERÊNC	IAS	. 287

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Utilização de mantas de FRP no reforço de uma coluna de BA (à esquerda)
(Lang e Herwing, 2014) e de varões de FRP na construção de um tabuleiro de ponte (à
direita) (ACI 440.1R-15, 2015)
Figura 2.2 – Componentes e fases do processo de pultrusão (adaptado de Ghosh et al.,
2014)
Figura 2.3 – Defeitos nas regiões dobradas dos varões de FRP: enrugamentos das fibras
internas (à esquerda) e concentração das fibras (à direita) (Kampmann et al., 2018) 15
Figura 2.4 - Pormenorização da armadura transversal em FRP: (i) fechada retangular
individual e aberta em "C" (Naqvi e El-Salakawy, 2016); (ii) em espiral circular (Afifi,
2013); (iii) em espiral retangular (Elshamandy et al., 2018); (iv) composta por cintas
fechada e aberta em "C" (Tobbi et al., 2012); e (v) fechada circular individual (Mohamed
et al., 2014)
Figura 2.5 – Padrão de acabamento superficial dos varões de FRP (ACI 440.1R-06, 2006)
Figura 2.6 – Varões de GFRP com acabamento superficial com areia (Afifi, 2013) 17
Figura 2.7 – Esmagamento das fibras dos varões de GFRP sem superfície de corte (à
esquerda) (Deitz et al., 2003) e com superfície de corte inclinada (à direita) (AlAjarmeh
et al., 2019)
Figura 2.8 – Sistema de ensaio de uma coluna de BA-GFRP-C (Afifi <i>et al.</i> , 2013) 20
Figura 2.9 – Picos de carga em colunas de BA-GFRP-C (adaptado de Tobbi et al., 2014)
Figura 2.10 – Modos de rotura: (a) encurvadura, (b) encurvadura-esmagamento; (c)
esmagamento dos varões longitudinais de GFRP (Tobbi et al., 2014); (d) cintas de GFRP
em espiral (Afifi, 2013); (e) na zona dobrada e na região de emendas das cintas de GFRP
retangulares (Hadi e Youssef, 2016)
Figura 2.11 – Plano inclinado de rotura em colunas de BA-GFRP-C (Afifi et al., 2013)

Figura 2.12 – Cintas de GFRP: (a) aberta e individual com formato em "C"; (b) aberta e
emendada para uma determinada configuração; e (c) fechada com dobra igual a 90°
(Tobbi et al., 2014)
Figura 2.13 – Resposta tensão axial $vs$ extensão lateral/axial de colunas de BA-GFRP-C com diferentes $\rho_t$ (à esquerda) (adaptado de Tobbi $et$ $al.$ , 2012) e medição da ductilidade na curva carga axial $vs$ . deformação axial das colunas de BA-GFRP-C (à direita) (adaptado de Hadi $et$ $al.$ , 2016)
Figura 2.14 – Gráficos carga axial vs. deformação axial das colunas de BA-GFRP-C com
betão de resistência elevada (à esquerda) (adaptado de Hadi <i>et al.</i> , 2017) e de resistência normal (à direita) (adaptado de Hadi <i>et al.</i> , 2016)
Figura 2.15 – Influência da $\rho_l$ na coluna de BA-GFRP-C (adaptado de Afifi <i>et al.</i> , 2013)
Figura 2.16 – Resposta da extensão volumétrica (à esquerda) e da taxa de dilatação (à direita) das colunas de BA-GFRP-C com armadura transversal em espiral (adaptado de Mohamed <i>et al.</i> , 2014)
Figura 2.17 – Ensaio de colunas de BA-GFRP-CE sob diferentes excentricidades (Hade et al., 2017).
Figura 2.18 – Modos de rotura das colunas de BA-GFRP-CE sob diferentes níveis de excentricidade <i>e/D</i> , com destaque à face comprimida (à esquerda) e tracionada (à direita) (adaptado de Hadhood <i>et al.</i> , 2016b)
Figura 2.19 – Modo de rotura da coluna de BA-GFRP-CE sob $e/h = 11,9\%$ (adaptado de Hadi e Youssef, 2016)
Figura 2.20 – Carga <i>vs.</i> deslocamento axial para colunas de BA-GFRP-CE sob diferentes níveis de excentricidade <i>e/D</i> (adaptado de Hadhood <i>et al.</i> , 2016b)
Figura 2.21 – Curvas resistentes de colunas de BA-GFRP-CE sob diferentes <i>e/k</i> (adaptado de Xue <i>et al.</i> , 2014)
Figura 2.22 – Curvas carga axial $vs$ . deformação lateral/axial de colunas de BA-GFRP-CE sob nível de excentricidade $e/D = 11,9\%$ (à esquerda) e $e/D = 23,8\%$ (à direita) (adaptado de Hadi $et~al.~2016$ )

Figura 2.23 – Curvas de carga axial vs. deformação lateral/axial de colunas de BA-GFRP-
CE, com betão de resistência elevada, sob nível de excentricidade $e/D=11,9\%$ (à esquerda) e $e/D=23,8\%$ (à direita) (adaptado de Hadi $et~al.,2017$ )
Figura 2.24 – Curvas carga axial $vs.$ $e/h$ de colunas de BA-GFRP-CE com diferentes valores $\rho_l$ (adaptado de Salah-Eldin $et$ $al.$ , 2020)
Figura 2.25 – Sistema de ensaio de colunas de BA-GFRP-CC (Naqvi e El-Salakawy, 2016; Tavassoli e Sheikh, 2017)
Figura 2.26 – Exemplo da sequência de <i>drifts</i> e ciclos (ACI 374.1-05, 2005)
Figura 2.27 – Modos de rotura da coluna de BA-GFRP-CC por esmagamento, no <i>drift</i> de 12,5% (maior $\rho_t$ - à esquerda); e por encurvadura, no <i>drift</i> de 8,5% (menor $\rho_t$ - à direita) (Ali e El-Salakawy, 2016)
Figura 2.28 – Curvas histeréticas carga lateral $vs.$ $drift$ de colunas de BA com varões de aço (à esquerda) e com varões de GFRP (à direita) com as mesmas características de $\rho_l$ (Ali e El-Salakawy, 2016)
Figura 2.29 – Curvas carga lateral $vs.$ $drift$ de colunas de BA-GFRP-CC com comprimentos de emendas de $60.d_b$ , $50.d_b$ e $40.d_b$ (linha acima) e com $\rho_t = 0.81\%$ , $0.61\%$ e $0.41\%$ para $60.d_b$ , (linha abaixo) (adaptado de Naqvi e El-Salakawy, 2016)
Figura 2.30 – Detalhamento de cintas fechadas com varões internos (Ali e El-Salakawy, 2016)
Figura 2.31 – Curvas histeréticas carga lateral $vs.$ $drift$ de colunas de BA-GFRP-CC com espaçamento entre as cintas de 150 mm ( $\rho_t$ = 0,48%, à esquerda) e de 80 mm ( $\rho_t$ = 0,89%, à direita) (adaptado de Elshamandy $et~al.$ , 2018)
Figura 2.32 – Histereses de colunas armadas com diferentes taxas de armadura longitudinal de GFRP (1,3% à esquerda e 2,6% à direita) (Ali e El-Salakawy, 2016) 42
Figura 2.33 – Laços histeréticos de colunas de BA-GFRP-CC sob carga axial de 10% (à esquerda) e 19% (à direita) da capacidade axial da secção (Deng <i>et al.</i> , 2018)
Figura 2.34 – Regiões danificadas em colunas de BA-GFRP-CC sujeitas a diferentes níveis de cargas axiais (28%. P <sub>0</sub> e 42%. P <sub>0</sub> , sendo P <sub>0</sub> a carga axial nominal) (Tavassoli <i>et al.</i> , 2015)
Figura 2.35 – Definição da curva idealizada (Elshamandy <i>et al.</i> , 2018)

Figura 2.36 – Definição dos parâmetros de ductilidade e do indicador de dano (Tavassoli e Sheikh 2017)
e Sheikh, 2017)
Figura 2.37 – Comparação entre curvas histeréticas carga lateral vs. deflexão de colunas
com maior (à esquerda) e menor (à direita) valor de taxa de armadura transversal
(Tavassoli <i>et al.</i> , 2015)
Figura 2.38 – Diferença do dano na região da rótula inelástica para a coluna com armadura transversal em espiral com maior (à esquerda) e menor (à direita) valor de espaçamento entre cintras (Tavassoli <i>et al.</i> , 2015)
Figura 2.39 – Diagrama esquemático para o cálculo de $h_e$ (Deng et al., 2018)
Figura $2.40$ – Relação entre o $h_e$ e o deslocamento (Deng et al., 2018)
Figura 2.41 – Curvas de $E_{acc}$ vs. drift das colunas com armadura de diferentes materiais (à esquerda) e com diferentes $\rho_t$ para as colunas de BA-GFRP-CC (adaptado de Elshamandy et al., 2018)
Figura 2.42 – Comparação das curvas momento <i>vs.</i> deslocamento de vigas de betão com varões de A (S1), com varões de FRP (F1) e com armadura híbrida A-FRP (FS1, FS2 e FS3) sob carga monotónica (Ge <i>et al.</i> , 2015)
Figura 2.43 – Curvas carga $vs$ . deflexão de vigas de BA-FRP/A com mesma $\rho_l$ de GFRP e diferentes $\rho_l$ de aço (adaptado de Nguyen $et~al.$ , 2020)
Figura 2.44 – Laços histeréticos das colunas de betão com armadura de A (à esquerda acima), de FRP (à esquerda abaixo) e híbrida com varões de A e de FRP (à direita acima);
e curvas de energias dissipadas acumuladas das colunas estudadas (à direita abaixo) (adaptado de Nehdi e Said, 2005)
Figura 2.45 – Curvas experimentais de carga <i>vs.</i> espaçamento entre fissuras (à esquerda) e carga <i>vs.</i> número de fissuras (à direita) das vigas de BA (adaptado de Aiello e Ombres, 2002)
Figura 2.46 – Detalhes da coluna de BA-FRP-A (à esquerda, em mm), comparação das curvas histeréticas (à direita acima) e da energia dissipada acumulada (à direita abaixo) para os diferentes betões da região da rótula (Yuan <i>et al.</i> , 2018)
Figura 2.47 – Curvas força (P) vs. deflexão das vigas de BA-FRP/A ensaiadas por Qu et al. (2009), com destaque para as vigas B7 e B8

Figura 2.48 – Curvas momento vs. curvatura das vigas ensaiadas por Aiello e Ombres
(2002) com destaque para as vigas A3, A2 e A1
Figura 2.49 – Relação tensão <i>vs.</i> extensão dos diferentes tipos de SS (Gaztelumendi, 2013)
Figura 2.50 – Curvas de tensão-extensão (a) parcial e (b) total (Rasmussen, 2003) 64
Figura 2.51 – Relação carga <i>vs.</i> deflexão a meio-vão para a viga com UB/CS = 0,8 durante o carregamento-descarregamento (Tung e Campbell, 2002)
Figura 2.52 – Acoplador do tipo adesivo-mecânico para armadura híbrida SMA+FRP (à esquerda) e resultado do teste do acoplador (à direita) (Billah e Alam, 2012)
Figura 2.53 – Secção transversal das colunas e vigas dos pórticos estudados (Youssef <i>et al.</i> , 2017)
Figura 2.54 – Curvas carga <i>vs.</i> deslocamento das estruturas com armadura com varões de aço e armadura hibridizada (SS+GFRP) (Youssef <i>et al.</i> , 2017)
Figura 2.55 – Desempenho lateral dos elementos "Frames 1-5" (Youssef et al., 2017) 68
Figura 2.56 – Comparação entre os modelos de confinamento para as colunas de BA-GFRP sob carga concêntrica (espaçamento entre cintas de 250 mm) (à esquerda) e excêntrica (espaçamento entre cintas de 75 mm) (à direita) com excentricidade de 25 mm (Elchalakani <i>et al.</i> , 2018)
Figura 2.57 – Geometria dos modelos de elementos finitos (ABAQUS) para colunas de BA-C e BA-CE (Elchalakani <i>et al.</i> , 2018)
Figura 2.58 – Malha do modelo numérico de ligação viga-coluna de BA-GFRP (Hasaballa, 2014)
Figura 2.59 – Comparação entre as curvas de carregamento <i>vs.</i> deslocamento axial experimental e numérica de colunas de BA-GFRP-C com diferentes espaçamentos entre cintas (Elchalakani <i>et al.</i> , 2018)
Figura 2.60 – Comparação entre as curvas carga lateral <i>vs. drift</i> experimental e numérica de ligações viga-coluna de BA-GFRP-CC (Hasaballa, 2014)
Figura 2.61 – Gráfico carga <i>vs.</i> deformação axial de colunas de BA com aço (C4) e GFRP (C1) (Lofty, 2010)

Figura 2.62 – Laços histeréticos de ligações de viga-coluna de BA-GFRP com o nível de
carga axial de 10% (à esquerda) e 40% (à direita) da capacidade axial última da coluna
(Hasaballa, 2014)
Figura 2.63 – Diagrama de interação do primeiro (à esq.) e segundo (à dir.) pico de carga
de colunas de betão armadas com varões de GFRP com espaçamento entre cintas de
30 mm (Hadi <i>et al.</i> , 2016)
Figura 2.64 – Diagramas de interação esforço normal vs. momento fletor das colunas de
BA-BFRP-C com cintas helicoidais com espaçamento de 75 mm e 150 mm para o núcleo
de betão não confinado (à esquerda) e confinado (à direita) (Elchalakani et al., 2017) 79
Figura 2.65 – Diagramas de interação para diferentes taxas de armadura longitudinal no
cenário 1 (à esquerda) e no cenário 2 (à direita) (Elchalakani et al., 2017) 80
Figura 2.66 – Diagrama de interação normalizada referente aos cenários propostos e
comparação com os valores experimentais (Hadhood et al., 2017)
Figura 2.67 – Diagramas de interação no estudo paramétrico para o cenário 1 (Hadhood
et al., 2017)
Figura 2.68 – Diagramas de interação esforço normal vs. momento fletor no estudo
paramétrico para (i) variação da taxa de armadura longitudinal no primeiro pico de carga
(à esquerda) e (ii) no segundo pico de carga (ao meio); e para (iii) a variação da taxa de
confinamento do núcleo de betão (à direita) (Karim et al., 2016)
Figura 2.69 – Diagramas de interação para diferentes taxas de armadura longitudinal de
AFRP (à esquerda), CFRP (ao meio) e GFRP (à direita) (Choo, 2005)
Figura 2.70 – Diagramas de interação para diferentes valores da relação $E_{fc}/E_{ft}$ para os
varões de AFRP (à esquerda), de CFRP (ao meio) e de GFRP (à direita) (Choo, 2005)83
Figura 3.1 – Ponto de inflexão e região da rótula de uma coluna de BA em uma edificação
Figura 3.2 – Metodologia de dimensionamento da armadura da coluna de BA-GFRP a
partir da curva carga axial vs. momento fletor da coluna de BA-A
Figura 3.3 – Modelo do elemento estrutural de BA (com sapata) com varões de A 94
Figura 3.4 – Detalhamento da armadura longitudinal e transversal da coluna de BA-S-R
05

Figura 3.5 – Detalhamento da armadura longitudinal e transversal da coluna de BA-G-R
95
Figura 3.6 – Detalhamento da armadura longitudinal e transversal da coluna de BA-G/SS-H1
Figura 3.7 – Detalhamento da armadura longitudinal e transversal da coluna de BA-G/SS-H2
Figura 3.8 – Montagem da armadura da coluna com varões de GFRP e da armadura da sapata com varões de A
Figura 3.9 – Montagem das cofragens das sapatas (à esquerda) e da coluna (à direita) 99
Figura 3.10 – Montagem das cofragens das colunas de BA da série-I-C
Figura 3.11 – Vista panorâmica das colunas de BA com sapatas
Figura 3.12 – Betonagem das colunas de BA
Figura 3.13 – Colunas de BA descofradas e reforçadas no topo com mantas de CFRP
Figura 3.14— Ensaios de resistência à compressão cúbica (à esquerda, acima), à tracção por compressão diametral (à esquerda, abaixo) e determinação do módulo de elasticidade secante do betão (à direita)
Figura 3.15 – Curvas experimentais tensão axial <i>vs.</i> extensão axial dos varões de A de 8 mm (à esquerda) e 16 mm (à direita) de diâmetro da primeira fase de ensaio das colunas
Figura 3.16 – Curvas experimentais tensão axial <i>vs.</i> extensão axial dos varões de A de 8 mm (à esquerda) e 16 mm (à direita) de diâmetro da segunda fase de ensaio das colunas
Figura 3.17 – Varões de GFRP presos ao suporte de madeira, tendo as extremidades protegidas com cilindros de aço e preenchidas com graute expansivo
Figura 3.18 – Sistema de ensaio de tracção (à esquerda) e modo de rotura dos varões de GFRP (à direita)
Figura 3.19 – Curvas experimentais tensão axial vs. extensão axial à tracção dos varões de GFRP com 16 mm de diâmetro (armadura longitudinal das colunas)

Figura 3.20 – Sistema de ensaio da resistência à tracção da região dobrada dos espécimes de cintas de GFRP (adaptado de ASTM D7914, 2014)
Figura 3.21 – Detalhamento dos componentes do sistema de ensaio de tracção da região dobrada dos espécimes de cintas de GFRP
Figura 3.22 – Espécime de cinta de GFRP utilizado no ensaio de tracção das dobras (à esquerda) e região dobrada com tubo de PVC (à direita)
Figura 3.23 – Armadura dos blocos de betão (à esquerda) e montagem do provete de BA (à direita)
Figura 3.24 – Betonagem (à esquerda) e descofragem dos blocos de BA (à direita) 109
Figura 3.25 – Componentes do sistema de ensaio de tracção da região dobrada das cintas de GFRP
Figura 3.26 – Rotura num dos ramos dos espécimes de cintas de GFRP (à esquerda) com destaque à rotura da região dobrada sob esforços de tracção (à direita)
Figura 3.27 – Esquema do provete de GFRP no ensaio de caracterização à compressão com vistas lateral e superior
Figura 3.28 – Caracterização dos varões de GFRP à compressão, com destaque para (i) o fabrico dos provetes com a proteção nas extremidades (à esquerda, acima); (ii) a instrumentação dos varões de GFRP e o travamento contra o deslocamento lateral dos provetes (à esquerda, abaixo); e (iii) o sistema de aplicação de carga de compressão (à direita)
Figura 3.29 – Modo de rotura dos varões de GFRP à compressão, com $L_u/d_b = 5$ , por esmagamento das fibras de vidro, com destaque ao plano de corte
Figura 3.30 – Curvas experimentais tensão axial vs. extensão axial à compressão dos varões de GFRP com 16 mm de diâmetro
Figura 3.31 – Elementos de adaptação em forma de "V" (à esquerda) e de "C" (à direita) do sistema de ensaio de caracterização dos varões de GFRP ao corte
Figura 3.32 – Vistas frontal (à esquerda) e panorâmica (à direita) do sistema de ensaic

Figura 3.33 – Modos de rotura ao corte dos provetes dos varões de GFRP com diâmetro
de 16 mm (acima), com destaque aos planos de corte (abaixo), e com diâmetro de 12 mm
(ao meio)
Figura 3.34 – Curvas experimentais carga <i>vs.</i> deslocamento vertical dos provetes dos varões de GFRP com diâmetro de 12 mm (à esquerda) e 16 mm (à direita)
Figura 3.35 – Cofragem de PVC (à esquerda) e betonagem dos provetes cilíndricos (à direita)
Figura 3.36 – Componentes (à esquerda) e vista panorâmica (à direita) do sistema de ensaio de arrancamento de varão de GFRP
Figura 3.37 – Modo de rotura do ensaio de arrancamento dos varões de GFRP: (i) escorregamento do varão (à esquerda); e (ii) cilindro de betão dividido, com destaque ao tubo de PVC no interior (à direita)
Figura 3.38 – Escorregamento dos varões de GFRP: (i) superfície do varão desgastada com as fibras helicoidais rompidas (à esquerda); e (ii) superfície do betão com impressões das fibras helicoidais (à direita)
Figura 3.39 – Curvas experimentais força <i>vs.</i> escorregamento na base (à esquerda) e no topo (à direita) dos varões de GFRP de diâmetro de 16 mm
Figura 3.40 – Modelo BPE modificado (Cosenza <i>et al.</i> , 1997)
Figura 3.41 – Curva representativa da relação local tensão de aderência vs. escorregamento para varões de GFRP com acabamento helicoidal com 16 mm de diâmetro
Figura 3.42 – Curvas experimentais tensão axial <i>vs.</i> extensão axial dos varões de SS de 10 mm (à esquerda) e 12 mm (à direita) de diâmetro
Figura 3.43 – Curvas experimentais força <i>vs.</i> escorregamento na base (à esquerda) e no topo (à direita) dos varões de SS de diâmetro de 10 mm
Figura 3.44 – Curvas experimentais força <i>vs.</i> escorregamento na base (à esquerda) e no topo (à direita) dos varões de SS de diâmetro de 12 mm
Figura 3.45 – Curvas representativas da relação local tensão de aderência vs. escorregamento para varões de SS com 10 mm e 12 mm de diâmetro

Figura 3.46 – Esquema da instrumentação com extensómetros elétricos das colunas de BA da série I-C (dimensões em mm)
Figura 3.47 – Esquema da instrumentação com extensómetros elétricos das colunas de BA das séries II-CM e III-CC (dimensões em mm)
Figura 3.48 – Disposição da instrumentação nas colunas de BA com sapatas (três primeiras da esquerda para a direita) e nas colunas de BA da série I-C
Figura 3.49 – Esquema de instrumentação com deflectómetros mecânicos nas colunas de BA das séries II-CM e III-CC (à esquerda) e da série I-C (à direita) com as referidas descrições (dimensões em mm)
Figura 3.50 – Deflectómetros mecânicos (i) de êmbolo, na posição vertical, na região da possível rótula (à esquerda) da coluna de BA-CM ou –CC; (ii) de êmbolo e de fio, na posição horizontal, ao longo da coluna de BA-CM ou -CC (ao meio); e (iii) de êmbolo, nas posições vertical e horizontal, na região central da coluna de BA-C (à direita) 128
Figura 3.51 – Sistema de ensaio da coluna de BA-C
Figura 3.53– Esquema de aplicação do deslocamento lateral cíclico para as colunas da série III-CC
Figura 4.1 – Curvas carregamento axial <i>vs.</i> extensão axial/lateral das colunas de BA-C
Figura 4.2 – Curvas carregamento <i>vs.</i> extensão axiais das armaduras longitudinais das colunas de BA-C
Figura 4.3 – Curvas carregamento <i>vs.</i> extensão axiais das cintas das colunas de BA-C
Figura 4.4 – Modo de rotura com vista da Esquerda (à esquerda), da Frente (ao meio) e da Direita/Atrás (à direita) da coluna S-R-C
Figura 4.5 – Modo de rotura com vista da Frente/Esquerda (à esquerda), da Frente (ao meio) e da Frente/Direita (à direita) da coluna G-R-C

Figura 4.6 – Modo de rotura com vista da Esquerda (à esquerda), da Frente (ao meio) e
da Direita (à direita) da coluna G/SS-H1-C
Figura 4.7 – Curvas carregamento lateral <i>vs.</i> deslocamento lateral das colunas de BA GFRP-CM
Figura 4.8 – Metodologia para a obtenção da curvatura a partir das rotações em cada níve de deflectómetros
Figura 4.9 – Curvas momento fletor vs. curvatura das colunas de BA-GFRP-CM 145
Figura 4.10 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ac meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G-R-N0-CM (a dir.)
Figura 4.11 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ac meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G-R-N20-CM (a dir.)
Figura 4.12 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ac meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G-R-N33-CM (a dir.)
Figura 4.13 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de GFRP para a coluna G-R-N0-CM para os varões mais externos (à esquerda) e mais internos (à direita)
Figura 4.14 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de GFRP para a coluna G-R-N20-CM para os varões mais externos (à esquerda) e mais internos (à direita)
Figura 4.15 – Curva altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de GFRI para a coluna G-R-N33-CM para os varões mais externos (à esquerda) e mais internos (a direita)
Figura 4.16 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial das cintas de GFRP (ramos con máximas extensões) para a coluna G-R-N0-CM para o ramo Atrás (A, à esquerda) e cramo Frente (F, à direita)

Figura 4.17 – Curvas altura da coluna vs. extensão axial das cintas de GFRP (ramos con
máximas extensões) para a coluna G-R-N20-CM para o ramo Esquerda (E, à esquerda) o ramo Direita (D, à direita)
Figura 4.18 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial das cintas de GFRP (ramos con máximas extensões) para a coluna G-R-N33-CM para o ramo Esquerda (E, à esquerda) o ramo Direita (D, à direita)
Figura 4.19 – Modo de rotura das cintas de GFRP na coluna G-R-N33-CM 154
Figura 4.20 – Descrição das energias elástica e inelástica [adaptado de Grace <i>et al.</i> (1998)
Figura 4.21 – Curvas carregamento lateral <i>vs.</i> deslocamento lateral normalizado, con destaque para as fase elásticas de cada coluna de BA-GFRP
Figura 4.22 – Modo de rotura com vista frontal (à esquerda), face tracionada (ao meio) face comprimida (à direita) da coluna G-R-N0-CM
Figura 4.23 – Destaque da rotura dos varões longitudinais de GFRP comprimidos n região da rótula da coluna G-R-N0-CM
Figura 4.24 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.), face tracionada (ao meio) e fac comprimida (à dir.) da coluna G-R-N20-CM
Figura 4.25 – Destaque da rotura dos varões longitudinais de GFRP comprimidos n região da rótula da coluna G-R-N20-CM
Figura 4.26 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.), face tracionada (ao meio) e fac comprimida (à dir.) da coluna G-R-N33-CM
Figura 4.27 – Destaque da rotura dos varões longitudinais (comprimidos) e transversai de GFRP na região da rótula da coluna G-R-N33-CM
Figura 4.28 – Destaque para a rotura nos varões de GFRP por corte na coluna G-R-N33
Figura 4.29 – Curvas carregamento lateral <i>vs.</i> deslocamento lateral das colunas de BA
Figure 4.30 Curves momento fletor us curvature des colunes de RA-CM 17

Figura 4.31 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da encurvadura dos varões longitudinais de A à compressão da coluna S-
R-N20-CM (à dir.)
Figura 4.32 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G-R-N20-CM (à
dir.)
Figura 4.33 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G/SS-H1-N20-CM (à dir.)
Figura 4.34 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G/SS-H2-N20-CM (à dir.)
Figura 4.35 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G-R-N33-CM (à dir.)
Figura 4.36 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G/SS-H1-N33-CM (à dir.)
Figura 4.37 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de aço carbono para a coluna S-R-N20-CM para os varões do lado Frente (à esquerda) e Atrás (à direita)
Figura 4.38 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de GFRP para a coluna G-R-N20-CM para os varões mais externos (à esquerda) e mais internos (à direita)
Figura 4.39 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura hibridizada para a coluna G/SS-H1-N20-CM para os varões de GFRP (à esquerda) e SS (à direita) 177
Figura 4.40 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura hibridizada para a coluna G/SS-H2-N20-CM para os varões de GFRP (à esquerda) e SS (à direita) 177

Figura 4.41 - Curvas altura da coluna vs. extensão axial da armadura longitudinal de
GFRP para a coluna G-R-N33-CM para os varões mais externos (à esquerda) e mais
internos (à direita)
Figura 4.42 – Curvas altura da coluna vs. extensão axial da armadura hibridizada para a
coluna G/SS-H1-N33-CM para os varões de GFRP (à esquerda) e SS (à direita) 180
Figura 4.43 – Curvas altura da coluna vs. extensão axial das cintas de aço carbono para a
coluna S-R-N20-CM para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)
Figura 4.44 – Curvas altura da coluna vs. extensão axial das cintas de GFRP para a coluna
G-R-N20-CM para o ramo Esquerda (E, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita) 181
Figura 4.45 – Curvas altura da coluna vs. extensão axial das cintas de GFRP para a coluna
G/SS-H1-N20-CM para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita) . 181
Figura 4.46 – Curvas altura da coluna vs. extensão axial das cintas de GFRP para a coluna
G/SS-H2-N20-CM para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita) . 181
Figura 4.47 – Curvas altura da coluna vs. extensão axial das cintas de GFRP para a coluna
G-R-N33-CM para o ramo Esquerda (E, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita) 183
Figura 4.48 – Curvas altura da coluna vs. extensão axial das cintas de GFRP para a coluna
G/SS-H1-N33-CM para o ramo Esquerda (E, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)
Figura 4.49 – Modo de rotura com vista frontal (à esquerda), face tracionada (ao meio) e
face comprimida (à direita) da coluna S-R-N20-CM
Figura 4.50 – Varões longitudinais de aço da rótula plástica da coluna S-R-N20-CM, com
destaque para a encurvadura do varão na face comprimida
Figura 4.51 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.), face tracionada (ao meio) e
comprimida (à dir.) da coluna G/SS-H1-N20-CM
Figura 4.52 – Destaque da rotura dos varões de GFRP comprimidos e encurvadura dos
varões de SS da coluna G/SS-H1-N20-CM
Figura 4.53 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.), face tracionada (ao meio) e face
comprimida (à dir.) da coluna G/SS-H1-N33-CM

Figura 4.54 – Destaque da rotura dos varões de GFRP e encurvadura dos varões de SS na região da rótula da coluna G/SS-H1-N33-CM
Figura 4.55 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.), face tracionada (ao meio) e face comprimida (à dir.) da coluna G/SS-H2-N20-CM
Figura 4.56 – Destaque da rotura dos varões de GFRP e encurvadura dos varões de SS na região da rótula da coluna G/SS-H2-N20-CM
Figura 4.57 – Modo de rotura das cintas de GFRP na coluna G/SS-H2-N20-CM 192
Figura 5.1 – Laços histeréticos de carregamento lateral <i>vs. drift</i> das colunas de BA-CC: a) S-R-N20-CC; b) G-R-N20-CC; c) G/SS-H1-N20-CC; d) G/SS-H2-N20-CC; e) G-R-N33-CC; e f) G/SS-H1-N33-CC
Figura 5.2 – Curvas envolventes carregamento lateral <i>vs. drift</i> das colunas de BA-CC
Figura 5.3 – Comparação entre as curvas experimentais (monotónicas e cíclicas) carregamento lateral <i>vs. drift</i> das colunas de BA
Figura 5.4 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da RP (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de A à compressão da coluna S-R-N20-CC (à dir.)
Figura 5.5 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de GFRP à compressão da coluna G-R-N20-CC (à dir.)
Figura 5.6 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de GFRP e de SS à compressão da coluna G/SS-H1-N20-CC (à dir.)
Figura 5.7 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de GFRP e de SS à compressão da coluna G/SS-H2-N20-CC (à dir.)
Figura 5.8 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de GFRP à compressão da coluna G-R-N33-CC (à dir.)

Figura $5.9$ – Curvas altura da coluna $vs$ . curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao
meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de GFRP e de SS à compressão da
coluna G/SS-H1-N33-CC (à dir.)
Figura 5.10 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de A da coluna S-R-N20-CC para os varões na face F (à esquerda) e na face A (à direita) da
secção
Figura 5.11 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de GFRP da coluna G-R-N20-CC para o varão interno na face E (à esquerda) e o varão externo na face D (à direita)
Figura 5.12 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de GFRP e de SS para os varões mais externo (à esquerda) e mais interno (à direita), respectivamente, na face Esquerda (E) da coluna G/SS-H1-N20-CC
Figura 5.13 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de GFRP e de SS para os varões mais externo (à esquerda) na face Esquerda (E) e mais interno (à direita) na face Direita (D), respectivamente, da coluna G/SS-H2-N20-CC211
Figura 5.14 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de GFRP para a coluna G-R-N33-CC para os varões internos na face Direita (D) (à esquerda) e na face Esquerda (E) (à direita)
Figura 5.15 – Curvas altura da coluna <i>vs.</i> extensão axial da armadura longitudinal de GFRP e de SS para os varões mais externo (à esquerda) na face Direita (E) e mais interno (à direita) na face Direita (D), respectivamente, da coluna G/SS-H1-N33-CC
Figura 5.16 – Curvas extensão axial <i>vs. drift</i> das cintas de A da coluna S-R-N20-CC para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)
Figura 5.17 – Curvas extensão axial <i>vs. drift</i> das cintas de GFRP da coluna G-R-N20-CC para o ramo Direita (D, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)
Figura 5.18 – Curvas extensão axial <i>vs. drift</i> das cintas de GFRP da coluna G/SS-H1-N20-CC para o ramo Esquerda (E, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita)
Figura 5.19 – Curvas extensão axial <i>vs. drift</i> das cintas de GFRP da coluna G/SS-H2-N20-CC para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita)

Figura 5.20 - Curvas extensão axial vs. drift das cintas de GFRP da coluna G-R-N33-CC
para o ramo Frente (F, à esquerda) e o ramo Esquerda (E, à direita)
Figura 5.21 – Curvas extensão axial vs. drift das cintas de GFRP da coluna G/SS-H1-
N33-CC para o ramo Frente (F, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita)
Figura 5.22 – Curvas energia dissipada acumulada vs. drift das colunas de BA-CC 223
Figura 5.23 - Curvas coeficiente de amortecimento viscoso equivalente vs. drift das
colunas de BA-CC 224
Figura 5.24 – Curvas coeficiente de degradação da capacidade vs. drift das colunas de
BA-CC
Figura 5.25 – Curvas coeficiente de rigidez vs. drift das colunas de BA-CC
Figura 5.26 – Modo de rotura com vista frontal (à esquerda) e posterior (ao meio), e face
lateral (à direita) da coluna S-R-N20-CC
Figura 5.27 – Destaque da encurvadura dos varões longitudinais de A e da não abertura
das cintas de A na região da rótula da coluna S-R-N20-CC
Figura 5.28 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.) e posterior (ao meio), e face lateral
(à dir.) da coluna G-R-N20-CC
Figura 5.29 – Destaque da rotura dos varões longitudinais de GFRP comprimidos numa
das faces da coluna G-R-N20-CC
Figura 5.30 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.) e posterior (ao meio), e face lateral
(à dir.) da coluna G/SS-H1-N20-CC
Figura 5.31 – Destaque da rotura dos varões longitudinais (comprimidos) de GFRP, por
esmagamento, e de SS, por encurvadura, numa das face da coluna G/SS-H1-N20-CC
Figura 5.32 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.) e posterior (ao meio), e face lateral
(à dir.) da coluna G/SS-H2-N20-CC
Figura 5.33 – Destaque da rotura dos varões longitudinais (comprimidos) de GFRP, por
esmagamento, e de SS, por encurvadura, na região da rótula da coluna G/SS-H2-N20-CC

Figura 5.34 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.) e posterior (ao meio), e face lateral
(à dir.) da coluna G-R-N33-CC
Figura 5.35 – Destaque da rotura dos varões longitudinais de GFRP comprimidos e da
cinta de GFRP numa das faces da coluna G-R-N33-CC
Figura 5.36 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.) e posterior (ao meio), e face lateral
(à dir.) da coluna G/SS-H1-N33-CC
Figura 5.37 – Destaque da rotura dos varões longitudinais (comprimidos) de GFRP, por
esmagamento, e de SS, por encurvadura, e das cintas de GFRP na região da rótula da coluna G/SS-H1-N33-CC
Figura 5.38 – Plano de corte e desfazimento da forma das cintas de GFRP na coluna G/SS-
H1-N20-CC
Figura 6.1 – Modelo constitutivo do betão à compressão [adaptado de Hognestad (1951)]
Figura 6.2 – Modelo constitutivo do aço à tracção
Figura 6.3 – Comparação entre as curvas experimental ( <i>Exp</i> ) e analítica ( <i>Ana</i> ) tensão axial
vs. extensão axial à tracção dos varões de SS de 12 mm de diâmetro
Figura 6.4 – Modelo constitutivo do GFRP à tracção e à compressão
Figura 6.5 – Diagrama de interação <i>N-M</i> geral
Figura 6.6 – Faixas, extensões, tensões e forças normais no betão no ELU <sub>BC</sub> e ELU <sub>AT</sub>
Figura 6.7 – Faixas, extensões, tensões e forças normais nas armaduras longitudinais no ELU <sub>BC</sub> e ELU <sub>AT</sub>
Figura 6.8 – Fluxograma para a criação do diagrama de interação <i>N-M</i>
Figura 6.9 - Comparação dos resultados experimentais (Exp) e analíticos (Ana) das
colunas: (a) S-R-C; (b) S-R-N20-CM; (c) G-R-C; (d) G-R-N0-CM; (e) G-R-N20-CM; (f)
G-R-N33-CM; (g) G/SS-H1-C; (h) G/SS-H1-N20-CM; (i) G/SS-H1-N33-CM; e (j) G/SS-H2-N20-CM.
Figura 6.10 – Configuração do diagrama de interação N-M das colunas de BA-GFRP
249

Figura 6.11 – Configuração do diagrama de interação N-M das colunas de BA-G/SS 250
Figura 6.12 – Geometria dos modelos numéricos com destaque (i) à vista superior (à
esquerda); e (ii) aos cortes lateral (ao meio) e frontal (à direita)
Figura 6.13 – Geometria dos elementos <i>CCIsoTetra</i> (Červenka <i>et al.</i> , 2018)
Figura 6.14 - Componentes do modelo numérico: (i) macroelementos (ao meio); e (ii)
armaduras (à direita), neste último exemplificado para a coluna G-R-N20
Figura 6.15 – Malhas dos modelos numéricos com os valores de referência de (a) 400 mm;
(b) 300 mm; (c) 200 mm; d) 100 mm; e) 80 mm – e comparação das curvas carregamento
lateral vs. deslocamento lateral referente às diferentes malhas da coluna S-R-N20-CM (f)
Figura 6.16 – Lei constitutiva tensão efetiva vs. extensão uniaxial equivalente para o betão
(adaptado de Červenka et al., 2018)
Figura 6.17 – Modelo cíclico da armadura metálica (adaptado de Červenka et al., 2018)
Figura 6.18 - Comparação das curvas experimentais (Exp) e numéricas (Num) de
carregamento lateral vs. deslocamento lateral das colunas: (a) S-R-N20-CM; (b) G-R-
N20-CM; (c) G-R-N33-CM; e (d) G/SS-H2-N20-CM
Figura 6.19 – Comparação das curvas experimentais e numéricas altura vs. extensão axial
das armaduras longitudinais de aço da coluna (a) S-R-N20-CM; e de GFRP das colunas
(b) G-R-N20-CM; (c) G-R-N33-CM; e (d) G/SS-H2-N20-CM
Figura 6.20 – Comparação das curvas experimentais e numéricas altura vs. extensão axial
das armaduras transversais de aço da coluna (a) S-R-N20-CM; e de GFRP das colunas
(b) G-R-N20-CM; (c) G-R-N33-CM; e (d) G/SS-H2-N20-CM
Figura 6.21 – Tensão no betão e abertura de fissuras na região da rótula nos modelos das
colunas: (a) S-R-N20-CM; (b) G-R-N20-CM; (c) G-R-N33-CM; e (d) G/SS-H2-N20-
CM
Figura 6.22 – Tensão axial das armaduras longitudinais e das cintas de aço nos modelos
da coluna (a) S-R-N20-CM; e de GFRP das colunas (b) G-R-N20-CM; (c) G-R-N33-CM;
e (d) G/SS-H2-N20-CM

Figura 6.23 – Curvas histeréticas experimentais (Exp) e numéricas (Num) de
carregamento lateral vs. drift das colunas: (a) S-R-N20-CC; (b) G-R-N20-CC; (c) G-R-
N33-CC; e (d) G/SS-H2-N20-CC
Figura 6.24 - Curvas experimentais (Exp) e numéricas (Num) de energia dissipada
acumulada vs. drift das colunas: (a) S-R-N20-CC; (b) G-R-N20-CC; (c) G-R-N33-CC; e
(d) G/SS-H2-N20-CC
Figura 6.25 – Tensão axial e fissuração do betão da região da rótula no 1º ciclo dos drifts,
na fase de carregamento, nos modelos das colunas: (a) S-R-N20-CC; (b) G-R-N20-CC;
(c) G-R-N33-CC; e (d) G/SS-H2-N20-CC
Figura 6.26 – Tensão axial, no 1º ciclo dos drifts na fase de carregamento, das armaduras
longitudinais de aço nos modelos da coluna (a) S-R-N20-CC; e de GFRP nos modelos
das colunas (b) G-R-N20-CC; (c) G-R-N33-CC; e (d) G/SS-H2-N20-CC
Figura 6.27 – Tensão axial, no 1º ciclo dos drifts na fase de carregamento, das cintas de
aço nos modelos da coluna (a) S-R-N20-CC; e de GFRP nos modelos das colunas (b) G-
R-N20-CC; (c) G-R-N33-CC; e (d) G/SS-H2-N20-CC
Figura 6.28 – Comparação das curvas numéricas de carregamento lateral vs. drift e de
carregamento lateral vs. deslocamento lateral das diferentes configurações da coluna
G/SS-H2-N20
Figura 6.29 – Comparação das curvas energia dissipada acumulada vs. drift das diferentes
configurações da coluna G/SS-H2-N20

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comparação das propriedades à tracção dos varões (retos) de FRP (ACI 440.1R-06, 2006; Salh, 2014)
Tabela 2.2 – Classificação dos diferentes tipos de SS de acordo com normas internacionais
Tabela 3.1 – Detalhamento dos grupos de colunas em função dos materiais das armaduras longitudinais
Tabela 3.2 – Detalhamento do programa experimental
Tabela 3.3 – Resultados da caracterização do betão das colunas de BA (valor médio ± desvio padrão)
Tabela 3.4 – Resultados dos ensaios de tracção dos varões de A (valor médio ± desvio padrão)
Tabela 3.5 – Resultados dos ensaios de tracção dos varões de GFRP (valor médio ± desvio padrão)
Tabela 3.6 – Resultados dos ensaios de resistência à tracção da região dobrada dos
espécimes de GFRP (valor médio ± desvio padrão)
Tabela 3.7 – Resultados dos ensaios de compressão dos varões de GFRP (valor médio ± desvio padrão)
Tabela 3.8 – Resultados dos ensaios de corte dos varões de GFRP (valor médio ± desvio padrão)
Tabela 3.9 – Composição química dos varões do tipo 1.4301 austenítico 122
Tabela 3.10 – Resultados dos ensaios de tracção dos varões de SS austenítico (valor médio ± desvio padrão)
Tabela 3.11 – Valores de <i>drifts</i> de referência das colunas de BA-CC
Tabela 4.1 – Comportamento estrutural e características mecânicas das colunas de BA-C

Tabela 4.2 – Extensões axiais das armaduras longitudinal e transversal das colunas de BA-GFRP-CM
Tabela 4.3 – Parâmetros de deformabilidade, de ductilidade e de <i>drift</i> último das colunas de BA-GFRP
Tabela 4.4 – Resumo do comportamento resistente das colunas de BA-GFRP-CM 162
Tabela 4.5 – Resumo das características das colunas de BA
Tabela 4.6 – Extensões axiais das armaduras longitudinais e cintas em GFRP das colunas de BA-GFRP e de BA-G/SS
Tabela 4.7 – Parâmetros de deformabilidade, de ductilidade e <i>drift</i> último das colunas de BA-CM
Tabela 4.8 – Resumo do comportamento das colunas de BA-CM com diferentes materiais das armaduras
Tabela 5.1 – Fases do comportamento resistente e características mecânicas das colunas de BA-CC
Tabela 5.2 – Extensões das armaduras longitudinais e transversais em GFRP das colunas de BA-CC
Tabela 5.3 – Fases de comportamento estrutural e parâmetros de ductilidade das colunas de BA-CC
Tabela 5.4 – Resumo do comportamento resistente das colunas de BA-CC 229
Tabela 6.1 – Comparação dos resultados experimentais e analíticos das colunas de BA-C e BA-CM
Tabela 6.2 – Proporções de refinamento de malha dos macroelementos254
Tabela 6.3 – Características e resultados da análise de sensibilidade da malha dos modelos
Tabela 6.4 – Parâmetros do modelo material do betão
Tabela 6.5 – Características dos modelos numéricos da coluna G/SS-H2-N20 273

## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

## Símbolos romanos minúsculos

cN	Número de faixas de betão a partir da linha neutra
$C_{tS}$	Efeito tension stiffening
d	Deslocamento lateral
d	Altura útil
$d_b$	Diâmetro da armadura longitudinal
$d_{ci1,2}$	Distâncias dos pontos de Gauss para cada faixa de betão $i$ em relação à linha neutra
$d_{rc1,2}$	Distâncias dos pontos de Gauss da faixa de armadura comprimida em relação à linha neutra
$d_{rt1,2}$	Distâncias dos pontos de Gauss da faixa de armadura tracionada em relação à linha neutra
e	Excentricidade do carregamento axial
$f_{cm}$	Tensão à compressão do betão
$f_{c,28}$	Resistência à compressão cúbica do betão aos 28 dias
$f_{c,teste}$	Resistência à compressão cúbica do betão no dia dos testes
$f_{ct,teste}$	Resistência à tracção por compressão diametral do betão no dia dos testes
f <sub>fb</sub>	Resistência à tracção da região dobrada dos varões de GFRP
$f_{fc}$	Tensão axial à compressão longitudinal do varão de FRP
f <sub>fu</sub>	Resistência última do varão de FRP à tracção
f <sub>ft</sub>	Tensão axial à tracção longitudinal do varão de FRP
$f_y$	Tensão de cedência do varão de aço carbono
$f_s$	Tensão axial à tracção do varão de aço carbono
$f_{ss}$	Tensão axial à tracção e à compressão dos varões de SS

fss0,01	Tensão axial à tracção e à compressão do varão de SS para uma extensão axial de 0,1‰
fss0,2	Tensão axial à tracção e à compressão de cedência equivalente do varão de SS para uma extensão axial de 2‰
$f_{ssu}$	Resistência última à tracção dos varões de SS
$f_{su}$	Resistência última à tracção dos varões de aço carbono
$f_U$	Factor de descarregamento
h	Altura da secção transversal
$h_e$	Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente
$h_{fc}$	Alturas das faixas comprimidas
$h_{rc}$	Alturas das faixas das armaduras acima da linha neutra
$h_{rt}$	Alturas das faixas das armaduras abaixo da linha neutra
p	Extensão plástica relacionada com a tensão de prova, igual a 0,2%
$p_f$	Perímetro do varão longitudinal de GFRP
$r_{c,min}$	Redução da resistência à compressão do betão na direção paralela às fissuras
S	Espaçamento entre as cintas
$S_{m}$	escorregamento correspondente a $\tau_m$
x	Profundidade da linha neutra
$x_i$	Posição vertical do extensómetro no varão longitudinal de GFRP no nível i
$x_{lim}$	Profundidade limite da linha neutra
Wd	Deslocamento plástico do betão na fase de amolecimento

### Símbolos romanos maiúsculos

- A Aço carbono
- $A_c$  Área total da secção de betão
- Af Área da armadura longitudinal de FRP

$A_{gt}$	Extensão total na força máxima
$A_r$	Área da armadura longitudinal
$A_{rt}$	Extensão após a rotura
$A_{s}$	Área da armadura longitudinal de aço carbono
C	Carregamento axial concêntrico
$C_{cil,2}$	Esforço interno normal de cada ponto de Gauss por faixa de betão i
$C_{r1,2}$	Esforço interno normal de compressão de cada ponto de Gauss para as armaduras
D	Distância horizontal entre dois deflectómetros do mesmo nível
D	Diâmetro da secção transversal circular
$D_J$	Coeficiente de ductilidade
$E_{acc}$	Fator de dissipação de energia acumulada
$E_{c,28}$	Módulo de elasticidade secante do betão aos 28 dias
$E_{ela}$	Energia elástica
$E_f$	Módulo de elasticidade do varão de FRP ou de GFRP
$E_{fc}$	Módulo de elasticidade longitudinal à compressão do varão de FRP
$E_{ft}$	Módulo de elasticidade longitudinal à tracção do varão de FRP
$E_i$	Energia dissipada em cada ciclo de carga
$E_{inel}$	Energia inelástica
$E_r$	Módulo de elasticidade da armadura longitudinal
$E_s$	Módulo de elasticidade do varão de aço carbono
$E_{ss}$	Módulo de elasticidade do varão de SS
$E_{tot}$	Energia total
$F_c$	Força lateral para uma extensão de compressão do betão na fibra mais externa de 0,001
$F_u$	Força lateral última

G	GFRP
Н	Taxa de hibridização
$I_5, I_{10}$	Índices de ductilidade para colunas de BA-C
$J_{\Delta}$	Índice de deformabilidade
$J_\phi$	Factor de deformabilidade
K	Rigidez dos laços histeréticos
L	Distância vertical entre níveis consecutivos de deflectómetros
$L_p$	Altura de aplicação da carga lateral a partir da interface coluna-sapata
$L_u$	Altura livre entre as extremidades protegidas dos varões de GFRP no ensaio à compressão
M	Momento fletor
$M_{ana}$	Momento fletor analítico
$M_c$	Momento fletor de "serviço" para uma extensão de 0,001 do betão comprimido
$M_{ci1,2}$	Momento fletor de cada ponto de Gauss por faixa de betão <i>i</i> em relação ao centróide da secção transversal
$M_{exp}$	Momento fletor experimental
$M_{rc1,2}$	Momento fletor de cada ponto de Gauss da armadura comprimida em relação ao centróide da secção transversal
$M_{rt1,2}$	Momento fletor de cada ponto de Gauss da armadura tracionada em relação ao centróide da secção transversal
$M_u$	Momento fletor último
N	Esforço axial
N20	Carga axial igual a 20% da carga axial última
N33	Carga axial igual a 33% da carga axial última
$N_{80}$	Taxa de ductilidade de deslocamento acumulada
$N_{ana}$	Carregamento axial analítico
$N_{exp}$	Carregamento axial experimental

 $P_0$ Resistência axial da coluna de betão armado  $P_c$ Força lateral para uma extensão de compressão do betão na fibra mais externa de 0,001 Carga de rotura da região dobrada dos espécimes de GFRP  $P_{fb}$  $P_{max}$ Carregamento axial máximo  $P_u$ Carregamento axial último R Armadura de referência Tensão de cedência da armadura  $R_e$ Taxa de rigidez axial  $R_f$  $R_m$ Tensão de rotura da armadura Tensão limite convencional de proporcionalidade à tracção  $R_{p0.2}$  $S_F$ Factor de rigidez de fissura de corte  $S_J$ Coeficiente de resistência  $T_{r1,2}$ Esforço interno normal de tracção de cada ponto de Gauss para as armaduras Indicador de dano de trabalho  $W_{80}$ Símbolos Gregos Percentual de redução de fc  $\alpha$ β Multiplicador para a direção de fluxo de plasticidade Percentual de redução da participação dos varões longitudinais de FRP sob  $\beta_c$ compressão  $\beta_I$ Relação entre a profundidade do retângulo equivalente de distribuição de tensão à compressão do betão e a profundidade da linha neutra δ Deslocamento lateral relativo (drift)  $\delta_u$ *Drift* último Drift último para as colunas de betão armado sob carregamento lateral  $\delta_{uCM}$ monotónico

$\delta_{v}$	Deslocamentos verticais dos deflectómetros
$\delta_{ref}$	Deslocamento relativo de referência
$\delta_{ref,eq}$	Deslocamento relativo de referência equivalente
Δ	Deslocamento lateral
$\Delta_{ m c}$	Deslocamento lateral para uma extensão de compressão do betão na fibra mais externa de 0,001
$\Delta_{\mathrm{e}}$	Deslocamento lateral de cedência virtual
$\Delta_{eq}$	Deslocamento lateral equivalente
$\Delta_{ext}$	Diferença da leitura de extensão axial nos ramos dos espécimes de GFRP
$\Delta_{\mathrm{u}}$	Deslocamento lateral relacionado com a carga lateral correspondente a 80% da carga lateral máxima
$\Delta_{\mathrm{y}}$	Deslocamento lateral relacionado com a cedência do aço
E0	Extensão axial do betão à compressão simples
$\mathcal{E}_{\mathcal{C}}$	Extensão axial do betão à compressão
$\mathcal{E}_{ci1,2}$	Extensão axial do betão para os pontos de Gauss de cada faixa de betão i
$\mathcal{E}_{CU}$	Extensão axial última do betão à compressão
$\epsilon^{\rm eq}$	Extensão uniaxial equivalente na lei constitutiva do betão
$\mathcal{E}_{fc}$	Extensão axial máxima à compressão dos varões longitudinais de FRP
$\mathcal{E}_{fi}$	Extensão axial do varão longitudinal de GFRP no nível i
$\mathcal{E}_{ft}$	Extensão axial máxima à tracção dos varões longitudinais de FRP
Efu	Extensão axial última do FRP
$\mathcal{E}_l$	Extensão lateral do betão
$\mathcal{E}_{l\text{-m\'ax},c}$	Extensão axial máxima da armadura longitudinal à compressão
$\mathcal{E}_{l ext{-}rot,c}$	Extensão axial de rotura da armadura longitudinal à compressão
El-máx,t	Extensão axial máxima da armadura longitudinal à tracção
$\mathcal{E}$ l-rot, $t$	Extensão axial de rotura da armadura longitudinal à tracção

$\varepsilon_{rc1,2}$	Extensão axial para os pontos de Gauss da armadura comprimida
Ert1,2	Extensão axial para os pontos de Gauss da armadura tracionada
$\mathcal{E}_{rtu}$	Extensão axial à tracção última das armaduras da secção transversal
$\mathcal{E}_{\mathcal{S}}$	Extensão axial à tracção do aço carbono
$\varepsilon_{su}$	Extensão axial última à tracção do aço carbono
$\mathcal{E}_{SS}$	Extensão axial à tracção e à compressão do SS
Ess0,2	Extensão axial de cedência equivalente do SS
$\mathcal{E}_{ssu}$	Extensão axial última do SS
$\mathcal{E}_{t,5}$	Extensão axial de tracção relativa a $\sigma_{t,5}$
$\varepsilon_{t,35}$	Extensão axial de tracção relativa a $\sigma_{t,35}$
$\mathcal{E}_{t ext{-}m\acute{a}x,dob}$	Extensão axial máxima da região dobrada da armadura transversal
Et-rot,dob	Extensão axial de rotura da região dobrada da armadura transversal
$\mathcal{E}_{\mathcal{V}}$	Extensão volumétrica de betão confinado
$\varepsilon_y$	Extensão axial de cedência dos varões de aço carbono
λ	Factor de degradação de capacidade de resistência
μ	Índice de ductilidade
$\mu_{\Delta}$	Índice de ductilidade de deslocamento
$\mu_{\phi}$	Índice de ductilidade de curvatura
$\mu_{CM}$	Índice de ductilidade de energia para colunas de betão armado sob carregamento lateral monotónico
$ ho_b$	Taxa de armadura balanceada
$ ho_{\it eff}$	Taxa de armadura efetiva
$ ho_{e\!f\!f,b}$	Taxa de armadura efetiva balanceada
$ ho_{e\!f\!f\!,E}$	Taxa de armadura longitudinal efetiva do elemento estrutural de BA-FRP/A, determinada a partir dos módulos de elasticidade dos varões de A e de FRP

$ ho_{e\!f\!f,s}$	Taxa de armadura longitudinal efetiva do elemento estrutural de BA-FRP/A, a partir das resistência à tracção dos varões de A e de FRP
	,
$ ho_f$	Taxa de armadura longitudinal de FRP
$ ho_{GFRP}$	Taxa de armadura longitudinal de GFRP
$ ho_l$	Taxa de armadura longitudinal
$ ho_r$	Taxa de armadura longitudinal relativa entre as áreas de A e de FRP
$ ho_{\scriptscriptstyle S}$	Taxa de armadura longitudinal de aço carbono
$ ho_{ss}$	Taxa de armadura longitudinal de SS
$ ho_t$	Taxa de armadura transversal
$ ho_{tot}$	Taxa de armadura longitudinal total
$\sigma_{0,01}$	Tensão relacionada com a extensão plástica de 0,01%
${\sigma_c}^{ef}$	Tensão efetiva na lei constitutiva do betão
$\sigma_{cil,2}$	Tensão normal de cada ponto de Gauss por faixa de betão i
σ	Tanção limita convencional de proporcionalidade ou tanção de cadência
$\sigma_p$	Tensão limite convencional de proporcionalidade ou tensão de cedência equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja, $\sigma_{0,2}$
σ <sub>rc1,2</sub>	• •
	equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja, $\sigma_{0,2}$
σrc1,2	equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja, $\sigma_{0,2}$ Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura comprimida
$\sigma_{rc1,2}$ $\sigma_{rt1,2}$	equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja, $\sigma_{0,2}$ Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura comprimida Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura tracionada
$\sigma_{rc1,2}$ $\sigma_{rt1,2}$ $\sigma_{t,5}$	equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja, $\sigma_{0,2}$ Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura comprimida Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura tracionada Tensão axial de tracção relativa a 5% da tensão axial máxima de tracção
$\sigma_{rc1,2}$ $\sigma_{rt1,2}$ $\sigma_{t,5}$ $\sigma_{t,35}$	equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja, $\sigma_{0,2}$ Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura comprimida Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura tracionada Tensão axial de tracção relativa a 5% da tensão axial máxima de tracção Tensão axial de tracção relativa a 35% da tensão axial máxima de tracção
$\sigma_{rc1,2}$ $\sigma_{rt1,2}$ $\sigma_{t,5}$ $\sigma_{t,35}$ $\sigma_{u}$	equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja, $\sigma_{0,2}$ Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura comprimida Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura tracionada Tensão axial de tracção relativa a 5% da tensão axial máxima de tracção Tensão axial de tracção relativa a 35% da tensão axial máxima de tracção Tensão última à tracção
$\sigma_{rc1,2}$ $\sigma_{rt1,2}$ $\sigma_{t,5}$ $\sigma_{t,35}$ $\sigma_{u}$ $\frac{1}{\tau}$	equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja, σ <sub>0,2</sub> Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura comprimida  Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura tracionada  Tensão axial de tracção relativa a 5% da tensão axial máxima de tracção  Tensão axial de tracção relativa a 35% da tensão axial máxima de tracção  Tensão última à tracção  Tensão de aderência média entre dois pontos
$\sigma_{rc1,2}$ $\sigma_{rt1,2}$ $\sigma_{t,5}$ $\sigma_{t,35}$ $\sigma_{u}$ $\frac{1}{\tau}$	equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja, σ <sub>0,2</sub> Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura comprimida  Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura tracionada  Tensão axial de tracção relativa a 5% da tensão axial máxima de tracção  Tensão axial de tracção relativa a 35% da tensão axial máxima de tracção  Tensão última à tracção  Tensão de aderência média entre dois pontos  Tensão máxima de corte
$\sigma_{rc1,2}$ $\sigma_{rt1,2}$ $\sigma_{t,5}$ $\sigma_{t,35}$ $\sigma_{u}$ $\tau$ $\tau$ $\tau$	equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja, σ <sub>0,2</sub> Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura comprimida  Tensão normal para os pontos de Gauss da armadura tracionada  Tensão axial de tracção relativa a 5% da tensão axial máxima de tracção  Tensão axial de tracção relativa a 35% da tensão axial máxima de tracção  Tensão última à tracção  Tensão de aderência média entre dois pontos  Tensão máxima de corte  Resistência de aderência

Curvatura relacionada com a carga lateral correspondente a 80% da carga  $\phi_u$ lateral máxima Curvatura relacionada com a cedência do aço  $\phi_{v}$  $\theta$ Rotação para cada nível de deflectómetro Curvatura das secções transversais entre dois níveis de deflectómetros χ consecutivos Abertura máxima de fissuras ω Acrônimos **AFRP** Polímero reforçado com fibras de aramida (do inglês, Aramid fiber reinforced polymer) BA Betão armado **BFRP** Polímero reforçado com fibras de basalto (do inglês, Basalt fiber reinforced polymer) CCCarregamento lateral cíclico CE Carregamento axial excêntrico CM Carregamento lateral monotónico **CFRP** Polímero reforçado com fibras de carbono (do inglês, Carbon fiber reinforced polymer) EA Rigidez das armaduras da secção **ECC** Betão com compósito cimentício (do inglês, Engineered Cementitious Composite) **FRP** Polímero reforçado com fibras (do inglês, Fiber reinforced polymer) **GFRP** Polímero reforçado com fibras de vidro (do inglês, Glass fiber reinforced polymer) **IST** Instituto Superior Técnico

Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais

**LERM** 

LNEC Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MFF Modelo de fenda fixa

PVA Álcool polivinílico

RDI Rótula de deformabilidade inelástica

RP Rótula plástica

SMA Shape Memory Alloy

SS Aço inoxidável (do inglês, Stainless Steel)

# PARTE I: INTRODUÇÃO E ESTADO DA ARTE

## **CAPÍTULO 1**

## INTRODUÇÃO

#### 1.1 Contexto e motivação

As colunas de betão armado (BA) com armaduras de aço (A) podem estar continuamente sujeitas às acções de agentes deletérios, como o dióxido de carbono e os cloretos, que, a prazo, provocam a despassivação das armaduras. Na presença de oxigénio e humidade, o processo de corrosão que se segue diminui a capacidade resistente e, consequentemente, a vida útil dos elementos estruturais de BA. Neste cenário, muitos países têm despendido recursos significativos com medidas corretivas, como os Estados Unidos, o Canadá e vários países europeus. Destaca-se, por exemplo, os Estados Unidos, onde, não obstante ter ocorrido uma redução na proporção de tabuleiros de pontes classificados como estruturalmente deficientes (de 6,3% em 2016, para 5,5% em 2019), se estima que seria necessário um aumento de \$14,4 bilhões para \$22,7 bilhões (um incremento de 58%) dos gastos anuais com reabilitação, para melhorar a condição de todas as pontes consideradas estruturalmente deficientes (ASCE, 2021).

Os problemas de durabilidade acima referidos, particularmente relevantes em ambientes quimicamente mais agressivos (zonas costeiras, indústrias químicas, pontes e edificios em que se utilizem sais anti-congelantes), têm motivado a procura de materiais que possuam propriedades resistentes à corrosão. Neste contexto, os materiais em FRP (do inglês, *Fiber Reinforced Polymer*) são considerados como uma solução com potencial, por possuírem diversas características vantajosas, entre as quais a não corrosibilidade, a elevada resistência mecânica e a transparência electro-magnética, que é útil em algumas aplicações (ACI 440.1R-15, 2015). Contudo, para além do seu custo inicial, estes materiais também apresentam algumas limitações, destacando-se o seu comportamento elástico-linear até à rotura e o fato da resistência das fibras sob compressão ser significantemente menor do que sob tracção (ACI 440.1R-15, 2015).

Diante disto, os códigos normativos internacionais (ainda) apresentam um posicionamento muito restritivo face ao uso de armaduras internas em FRP em elementos de BA sob compressão, como pilares e paredes. A norma canadiana refere mesmo que os varões de FRP não devem ser utilizados como armaduras longitudinais em elementos

estruturais submetidos a carregamento axial de compressão (CAN/CSA-S806, 2012). A norma americana, por sua vez, indica que, para o dimensionamento de secções transversais com varões longitudinais de FRP, a contribuição destes varões sob compressão deve ser ignorada nos cálculos (ACI 440.1R-15, 2015). Tais restrições devem-se, (i) em grande medida, ao número relativamente limitado de estudos de colunas (ou paredes) de betão com armaduras internas em FRP, sujeitas a esforços de compressão e, também, a esforços de flexão de natureza cíclica, por exemplo, os causados por sismos; (ii) às características geométricas das secções transversais das colunas de BA destes estudos (em muitos casos, à escala reduzida ou meia escala), que não abrangem as dimensões correntes utilizadas nas estruturas de BA; (iii) às inferiores propriedades mecânicas dos varões de FRP à compressão [para além da significativa variação dos valores máximos, dependendo do fabricante (ACI 440.1R-15, 2015)] e o seu (reduzido) módulo de elasticidade [com fibras de vidro, GFRP (do inglês Glass Fiber Reinforced Polymer)], que, notadamente, são características importantes na resposta resistente dos elementos de BA sob flexão composta; e (iv) ao comportamento elástico-linear dos varões de FRP (ausência de plasticidade), que resultam em modos de rotura do tipo frágil e que, em colunas de BA sob ações cíclicas, limitam a capacidade de dissipação de energia.

Não obstante as limitações acima referidas, no que se refere ao estado do conhecimento do comportamento de colunas de BA com varões de FRP (BA-FRP), os poucos estudos já realizados mostram que estes elementos podem apresentar um comportamento resistente relevante quando solicitados por diferentes tipos de carregamento - axial concêntrico (C) e excêntrico (CE), e lateral cíclico (CC). Por outro lado, quando submetidas a cargas laterais cíclicas, que podem ser particularmente relevantes em zonas sísmicas, e apesar de exibirem menor dissipação de energia e ductilidade quando comparadas às colunas de BA-A, as colunas de BA-FRP mostram um comportamento com reduzido nível de deformação permanente, em razão do comportamento elástico-linear dos varões de FRP (Ali e El-Salakawy, 2016), o que pode ser vantajoso, pois confere-lhes capacidade de recentramento.

A partir do quadro exposto, surge a necessidade de (i) estudar efetivamente o comportamento resistente de colunas de BA-GFRP à escala real, analisando a sua resposta estrutural, incluindo a contribuição dos varões de GFRP utilizados como armadura longitudinal e transversal para a resistência a cargas axiais e laterais, bem como a capacidade de deformação e de dissipação de energia e a ductilidade das respectivas

colunas; e (ii) estudar uma alternativa estrutural de armadura hibridizada, combinando os varões de GFRP com varões de outros materiais, também quimicamente resistentes, mas capazes de apresentar deformações plásticas, com vista ao aumento da capacidade de dissipação de energia e ductilidade das colunas, mas mantendo-se a sua resistência à corrosão.

Nesta perspectiva, os varões de aço inoxidável (SS) surgem como uma alternativa interessante para a hibridização da armadura longitudinal, em combinação com os varões de GFRP (GFRP/SS), em virtude da sua resistência à corrosão e do menor custo em comparação a alternativas mais onerosas, como, por exemplo, os varões de ligas metálicas com memória de forma (SMA, *Shape Memory Alloy¹*) (Nehdi *et al.*, 2010). Por conseguinte, este tipo de hibridização da armadura longitudinal GFRP/SS apresenta as seguintes vantagens potenciais no comportamento das colunas de betão armado (BA-GFRP/SS): (i) elevada resistência à corrosão e aumento de durabilidade (em relação às colunas de BA-A); (ii) (mais) expressiva capacidade de dissipação de energia e ductilidade, devido ao comportamento plástico dos varões de SS; e (iii) desempenho resistente histerético com possível recentramento da carga, em virtude do comportamento elástico-linear dos varões de GFRP.

Existe assim uma necessidade de compreender melhor o comportamento resistente, os limites de resistência e de deformação, a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia, entre outras características, de colunas de BA com armaduras longitudinais e transversais em GFRP e com armadura longitudinal hibridizada, combinando varões de GFRP e varões de SS (G/SS), sob cargas monotónicas (CM) e cíclicas (CC). Em síntese, esta necessidade resulta dos seguintes motivos: (i) a limitada durabilidade dos elementos estruturais de BA com varões de aço carbono, sobretudo em ambientes quimicamente mais agressivos, e a necessidade de desenvolver soluções construtivas alternativas, mais duráveis; (ii) as restrições normativas actuais face à utilização de varões de FRP em elementos de BA sob compressão, em parte motivadas pelo reduzido número de resultados experimentais disponíveis na literatura; (iii) o número limitado de estudos sobre colunas de BA-GFRP à escala real sujeitas simultaneamente a um carregamento

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Os varões de SMA são constituídos por ligas metálicas com elevada elasticidade e resistência à corrosão, e que desenvolvem um comportamento histerético com recentramento de carga e expressivos níveis de dissipação de energia.

axial e a cargas laterais, monotónicas e cíclicas (muito relevantes para zonas sísmicas); (iv) as incertezas sobre o comportamento resistente dos varões de GFRP, longitudinais e transversais, em elementos de BA sob aquele tipo de solicitações; e (v) a ausência de estudos experimentais em colunas de BA-G/SS à escala real.

#### 1.2 Objetivos e metodologia

No contexto acima descrito, a pesquisa desta tese teve como principais objetivos gerais: (i) compreender, de maneira aprofundada, o comportamento resistente de colunas de BA-GFRP sob diferentes condições de carregamento, avaliando a contribuição dos varões de GFRP sob acções compressivas; e (ii) analisar o desempenho resistente de colunas de BA-G/SS, sob carregamento lateral cíclico.

Desta feita, a pesquisa foi dividida em três grandes vertentes, incluindo duas componentes experimentais em colunas de BA à escala real, sujeitas a diferentes condições de carregamento imposto, e uma componente de simulação (analítica e numérica). As componentes experimentais incluíram: (i) ensaios em colunas de betão armado sob compressão axial concêntrica (BA-C), ensaios em colunas de betão armado sob carregamento lateral monotónico (BA-CM); e (ii) ensaios em colunas de betão armado sob carregamento lateral cíclico (BA-CC). Na componente analítica e numérica, foi simulado o comportamento das colunas de BA sob carregamento lateral (monotónico e cíclico).

Ainda relativamente à campanha experimental, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- (i) Estudar a influência dos diferentes tipos de materiais das armaduras longitudinais (aço e GFRP), do nível de carregamento axial imposto (20% e 33% da resistência axial das colunas) e da taxa de hibridização das armaduras longitudinais no comportamento resistente das colunas:
- (ii) Avaliar a atividade de confinamento das cintas de diferentes materiais, com semelhante rigidez axial, em colunas de BA sob diferentes condições de carregamento;
- (iii) Analisar o comportamento das colunas de BA-G/SS em termos de dissipação de energia em comparação às colunas de BA-GFRP.

Para atingir estes objetivos, definiu-se uma campanha experimental, realizada no Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais (LERM) do Instituto Superior Técnico (IST) e no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), que envolveu: (a) ensaios de caracterização dos materiais constituintes das colunas – betão e varões de aço, SS e GFRP (troços retos e dobrados), para diferentes solicitações (tracção, compressão e corte) no caso dos varões de GFRP; (b) ensaios de aderência betão-armaduras, para acções monotónicas; e (c) ensaios em colunas de BA à escala real (sem e com sapatas), sob carregamento axial concêntrico (3 colunas, sem sapata), lateral monotónico (7 colunas com sapata) e lateral cíclico (6 colunas com sapata). A título prévio, importa referir que os varões de GFRP utilizados nesta campanha exibem acabamento superficial com fibras de vidro enroladas de forma helicoidal e que as cintas de GFRP apresentam formato fechado, o que favorece o desempenho resistente das colunas às acções cíclicas.

A campanha experimental foi realizada em duas fases, em que a primeira incluiu a avaliação do sistema de ensaio e dos resultados experimentais de um conjunto de 3 colunas, nomeadamente por comparação com os valores previstos; e a segunda fase incluiu os ensaios experimentais nas demais colunas. Os resultados experimentais foram analisados em termos de (a) curvas de carga vs. deslocamento, momento vs. curvatura e carga vs. drift; (b) deformabilidade da região da rótula das colunas; (c) extensões axiais das armaduras longitudinais e transversais; (d) parâmetros de ductilidade, de dissipação de energia e de degradação (resistência e rigidez dos laços histeréticos); e (e) modos de rotura.

Quanto à simulação analítica e numérica, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- (i) Desenvolver e analisar os diagramas de interação de resistência esforço axial momento flector das colunas de BA-GFRP e BA-G/SS sob carregamento axial concêntrico e lateral monotónico:
- (ii) Desenvolver modelos numéricos em programa de elementos finitos das colunas ensaiadas, validados com base nos resultados experimentais;
- (iii) Analisar, analítica e numericamente, as condições que potenciam a dissipação de energia nas colunas de BA-G/SS-CC.

As simulações, analíticas e numéricas, foram realizadas em programas comerciais. O estudo analítico<sup>2</sup> envolveu as seguintes atividades: (a) definição dos modelos constitutivos dos materiais das colunas; (b) desenvolvimento de uma metodologia para o cálculo dos esforços internos da secção transversal; e (c) construção dos diagramas de interação de resistência esforço axial-momento flector. Já o estudo numérico incluiu: (a) desenvolvimento geral dos modelos numéricos, em termos de definição da geometria da malha de elementos finitos, das condições de fronteira e carregamento, das leis constitutivas dos materiais e dos tipos de análise; (b) modelação das colunas de BA sob carregamento lateral monotónico e cíclico; e (c) simulação da resposta resistente das colunas de BA-G/SS-CC, com foco na potencial capacidade de dissipação de energia, face à variação das propriedades mecânicas e geometria dos materiais das armaduras longitudinais e transversais. Os resultados analíticos e numéricos foram comparados com os resultados experimentais em termos de (a) curvas de carga vs. deslocamento e carga vs. drift; (b) extensões axiais das armaduras longitudinais e transversais; e (c) dissipação de energia (para colunas sob carregamento lateral cíclico).

#### 1.3 Principais contribuições científicas

A investigação realizada na presente tese permitiu a obtenção de informações relevantes para a comunidade técnica e científica, quanto ao uso de varões de GFRP como armadura interna em elementos sob compressão, nomeadamente em face das recomendações (ainda muito restritivas) dos códigos normativos internacionais para aquela utilização e da falta de estudos abrangentes sobre este tema.

O estudo experimental das colunas de BA-GFRP-CM e BA-GFRP-CC, com características geométricas correntes e à escala real, melhorou a compreensão do comportamento mecânico dos varões de GFRP sob diferentes solicitações (à tracção, à compressão e ao corte), diante de níveis significativos de carregamento axial nas colunas. Os ensaios monotónicos e cíclicos permitiram avaliar as extensões axiais máximas desenvolvidas nos varões longitudinais e nas cintas de GFRP (em formato fechado). Estes ensaios permitiram comparar o comportamento das colunas de BA-GFRP e de BA com varões de aço carbono, sujeitas a um mesmo nível de carga axial e sob flexão composta

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> O termo "analítico" foi utilizado apenas a título de organização, visto que no referido estudo recorreu-se a uma metodologia numérica na definição dos diagramas de interação.

monotónica, mostrando também a possibilidade de considerar, no dimensionamento da secção, a contribuição dos varões de GFRP sob compressão.

O estudo com colunas de BA-G/SS-CM e -CC demonstrou a viabilidade de dimensionar colunas de betão com armadura hibridizada, combinando varões de SS e varões de GFRP, solução que ainda não fora avaliada na literatura técnica. Os resultados experimentais mostraram a influência dos varões de SS (com diferentes taxas de armadura) nas extensões axiais mobilizadas nos varões longitudinais e nas cintas de GFRP para diversos níveis de *drift*, e a possibilidade de explorar a não linearidade dos varões de SS.

O estudo numérico de colunas de BA-GFRP-CM e BA-GFRP-CC, realizado através de modelos de elementos finitos tridimensionais, pouco explorados na literatura técnica para estas soluções construtivas e solicitações, forneceram informações complementares sobre o comportamento das colunas e a participação dos varões de GFRP. As simulações numéricas de colunas de BA-G/SS com diferentes pormenorizações de armaduras e tipo de SS, forneceram resultados importantes quanto à influência das propriedades mecânicas dos varões de SS e do espaçamento entre cintas de GFRP na efectividade da solução hibridizada em termos de capacidade de dissipação de energia, confirmando a potencialidade desta solução em elementos estruturais sujeitos a acções cíclicas.

#### 1.4 Organização da tese

A tese está organizada em sete capítulos, que foram agrupados em quatro partes:

- Parte I Introdução e estado da arte (capítulos 1 e 2);
- Parte II Estudo experimental (capítulos 3, 4 e 5);
- Parte III Estudo analítico e numérico (capítulo 6);
- Parte IV Conclusões e desenvolvimentos futuros (capítulo 7).

O presente Capítulo 1 compreende a introdução do contexto e da motivação da pesquisa realizada, descrevendo-se também os objetivos e as metodologias utilizadas no trabalho.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão da literatura técnica sobre o comportamento de colunas de BA sob diferentes tipos de carregamento. Inicialmente, descrevem-se os estudos de colunas de BA com armadura FRP sob carga axial concêntrica e excêntrica, e carga lateral cíclica. De seguida, são apresentados os estudos quanto ao comportamento de elementos estruturais de betão com armadura hibridizada, combinando varões de

GFRP e materiais metálicos (A e SS). Por fim, apresentam-se estudos numéricos e analíticos em colunas de BA-GFRP.

O Capítulo 3 apresenta a descrição do programa experimental, quanto à metodologia de dimensionamento empregue, às características das colunas ensaiadas e às fases para a confecção dos elementos estruturais de BA. Ademais, são mostrados os resultados da caracterização dos materiais constituintes das colunas, bem como as atividades de instrumentação, as características do sistema de ensaio e os métodos de definição do protocolo de carga utilizado.

No Capítulo 4, apresentam-se os resultados dos ensaios às colunas de betão armado sob carregamento axial concêntrico (BA-C) e carregamento lateral monotónico (BA-CM); neste último caso, os resultados são organizados em grupo de colunas apenas com varões longitudinais de GFRP e, em seguida, de colunas com diferentes materiais da armadura longitudinal. A discussão dos resultados experimentais inclui a análise da influência do nível de carregamento axial aplicado no comportamento das colunas, nomeadamente na sua resistência e modos de rotura.

Da mesma forma, o Capítulo 5 apresenta os resultados experimentais das colunas de betão armado sob carregamento lateral cíclico (BA-CC) com diferentes materiais da armadura longitudinal e sob diferentes níveis de carga axial. Neste capítulo, a análise do comportamento estrutural das colunas incide no estudo da influência dos níveis de carga axial e da variação da taxa de hibridização (em relação às colunas armadas com varões de GFRP), principalmente, no que se refere à capacidade de dissipação de energia.

No Capítulo 6, são apresentadas as simulações analíticas e numéricas. Neste capítulo, descreve-se o processo numérico utilizado para a elaboração dos diagramas de interação esforço axial — momento flector, comparando-os com os resultados experimentais. Igualmente, são descritos os modelos numéricos, a sua validação e os resultados das simulações das colunas de BA ensaiadas, em comparação com os resultados experimentais. Finalmente, apresenta-se um estudo paramétrico sobre colunas de BA-G/SS-CC, onde se analisa o efeito da variação de parâmetros relativos ao material SS e às cintas de GFRP na capacidade de dissipação de energia.

O Capítulo 7 sintetiza as principais conclusões da pesquisa e apresenta tópicos para desenvolvimentos futuros.

## **CAPÍTULO 2**

## REVISÃO DA LITERATURA

#### 2.1 Considerações iniciais

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura sobre o comportamento de colunas de BA com varões de FRP. Na secção 2.2, apresenta-se uma caracterização geral dos compósitos FRP. Nas secções 2.3, 2.4 e 2.5, é descrito o comportamento resistente daquele tipo de colunas sob carregamento axial concêntrico (C), carregamento axial excêntrico (CE) e carregamento lateral cíclico (CC), respectivamente. Na secção 2.6, descrevem-se estudos anteriores sobre o comportamento resistente de elementos de BA com armadura hibridizada, combinando varões de FRP e varões de aço carbono (A) ou de aço inoxidável (SS). Nas seções 2.7 e 2.8, são descritos estudos numéricos e analíticos sobre colunas de BA-FRP, respectivamente. E, por fim, na secção 2.9, são tecidas as considerações finais quanto aos resultados e comportamentos mais relevantes observados.

### 2.2 Características gerais dos FRPs

Os FRPs são materiais compósitos com fibras embebidas numa matriz polimérica (ACI 440.1R-15, 2015). Estes materiais apresentam uma utilização consolidada em obras de reforço estrutural para elementos de BA, na forma de laminados e mantas; em paralelo, o número de pesquisas e a utilização dos FRPs como armadura interna em elementos de BA também tem aumentado notadamente nos últimos anos (Figura 2.1).





Figura 2.1 – Utilização de mantas de FRP no reforço de uma coluna de BA (à esquerda) (Lang e Herwing, 2014) e de varões de FRP na construção de um tabuleiro de ponte (à direita) (ACI 440.1R-15, 2015)

As principais vantagens dos varões de FRP consistem na(o): (i) transparência magnética; (ii) não-corrosibilidade (independente da proteção fornecida pelo recobrimento de betão); (iii) elevada resistência à tracção (varia com a direção da carga solicitante relativa às fibras); (iv) reduzido peso-próprio (aproximadamente 1/5 ou 1/4 do dos varões de A); (v) fácil manuseio; e (vi) reduzida condutividade térmica e elétrica (com excepção dos FRPs com fibras de carbono, ACI 440.1R-15, 2015). Contudo, como qualquer material, os varões de FRP apresentam algumas limitações quanto à sua utilização como armadura interna, nomeadamente em comparação aos varões de A, por conta da(o): (i) menor resistência ao corte na direção transversal; (ii) limitado desempenho quanto à aderência ao betão (função do acabamento superficial); (iii) comportamento elástico-linear até à rotura, que ocorre de maneira frágil, com a ausência de cedência; (iv) reduzido módulo de elasticidade longitudinal (sobretudo quando constituídos por fibras de vidro); e (v) menor resistência à compressão do que à tracção (Davalos e Chen, 2014; ACI 440.1R-15, 2015).

As características mecânicas dos varões de FRP estão relacionadas intrinsecamente com os seus componentes (matriz polimérica e fibras) e o processo de fabrico dos varões. De entre os muitos processos de fabrico, destaca-se o processo de pultrusão (Figura 2.2), devido (i) ao alto nível de automatização; (ii) à continuidade e elevada produtividade do processo; (iii) ao elevado teor de fibras que permite; e (iv) à elevada qualidade (poucos defeitos ou vazios) do produto final (Ghosh *et al.*, 2014).

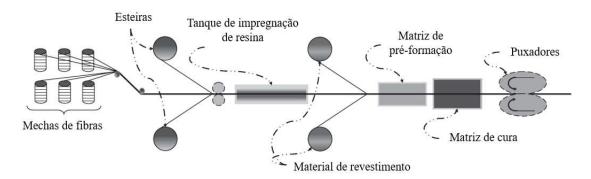


Figura 2.2 – Componentes e fases do processo de pultrusão (adaptado de Ghosh et al., 2014)

Em virtude das características das resinas termoendurecíveis utilizadas no fabrico dos varões de FRP, surge a impossibilidade de estes serem dobrados, ao contrário dos varões de A. Neste contexto, o processo de fabrico de varões de FRP dobrados caracteriza-se por uma pré-dobragem no estágio de manufatura do produto, ou seja, as dobras são criadas enquanto o material está parcialmente curado. Uma outra alternativa de fabricação de

varões de FRP com dobras, que é utilizada na confecção de estribos/cintas de FRP, consiste no uso de fibras impregnadas de resina, postas num mandril e que passam dentro de um molde com o formato requerido. Depois da cura, o molde é removido e os troços com dobras são cortados, caso seja necessário (Imjai, 2007). Independente dos processos utilizados, surge uma redução de resistência à tracção na região dobrada em relação ao troço reto, devido ao enrugamento das fibras internas ou à concentração das fibras em relação ao eixo do varão, como mostra a Figura 2.3 (Kampmann *et al.*, 2018), ou à redução local do diâmetro do varão na zona da dobra.

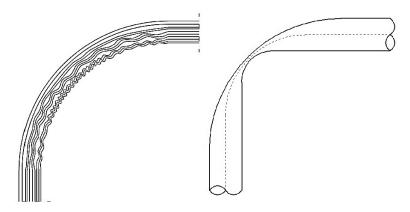


Figura 2.3 – Defeitos nas regiões dobradas dos varões de FRP: enrugamentos das fibras internas (à esquerda) e concentração das fibras (à direita) (Kampmann *et al.*, 2018)

A armadura transversal de FRP, com varões dobrados, constitui-se numa importante componente para o desempenho resistente das colunas de BA-FRP, quanto à activação do núcleo de betão (para além da resistência ao corte). Neste contexto, a armadura transversal de FRP apresenta diferentes configurações quanto: (i) ao formato (cintas/estribos fechados e abertos); (ii) à geometria (cintas/estribos retangulares e circulares); e (iii) à configuração (cintas/estribos individuais ou em espiral). Estas diferentes pormenorizações estão ilustradas na Figura 2.4. A armadura transversal de FRP em formato aberto consiste em varões com geometria em "C" (Figura 2.4i), que apresentam um processo de fabrico menos complexo do que as cintas/estribos em formato fechado (Figura 2.4i e v); contudo, são necessárias emendas de traspasse (Figura 2.4iv) para a confecção de uma cinta/estribo em geometria retangular ou circular. Algumas vezes, utilizam-se os varões de FRP em formato aberto no interior do núcleo de betão, visando o aumento da eficiência da atividade de confinamento (Figura 2.4iv). Para esta atividade, a armadura transversal em espiral (Figura 2.4ii) apresenta melhor desempenho em relação às cintas/estribos individuais (Mohamed et al., 2014). Contudo, dependendo da geometria da secção transversal, pode-se tornar improdutivo/impraticável uma armadura transversal em espiral para colunas com secção retangular (ainda que eventualmente pré-fabricadas, Figura 2.4iii), sendo necessária a utilização de menores espaçamento entre as cintas/estribos individuais, a fim de resultar num eficiente confinamento do núcleo de betão, à semelhança da armadura transversal em espiral.

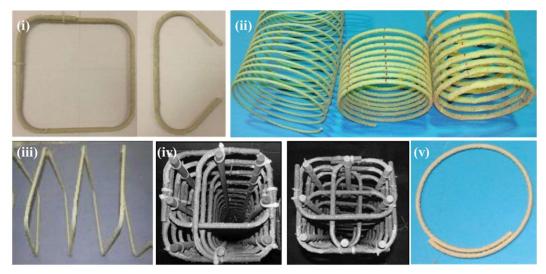


Figura 2.4 – Pormenorização da armadura transversal em FRP: (i) fechada retangular individual e aberta em "C" (Naqvi e El-Salakawy, 2016); (ii) em espiral circular (Afifi, 2013); (iii) em espiral retangular (Elshamandy *et al.*, 2018); (iv) composta por cintas fechada e aberta em "C" (Tobbi *et al.*, 2012); e (v) fechada circular individual (Mohamed *et al.*, 2014)

Por conta das variações do processo de pultrusão, torna-se possível a produção de diversos acabamentos superficiais nos varões de FRP. As características físicas da superfície dos varões são importantes relativamente à aderência mecânica com o betão. Dentre os acabamentos superficiais, destacam-se três principais, como mostra a Figura 2.5, que são comercialmente acessíveis: (i) nervurados; (ii) com areia; e (iii) com areia e fibras enroladas de forma helicoidal (ACI 440.1R-06, 2006).

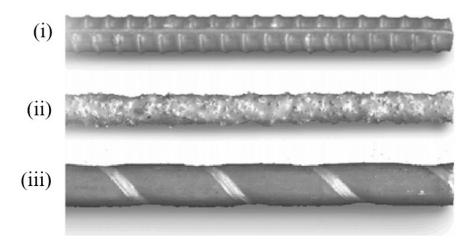


Figura 2.5 – Padrão de acabamento superficial dos varões de FRP (ACI 440.1R-06, 2006)

As principais propriedades mecânicas dos varões de FRP estão relacionadas com a resistência (quer do troço reto, quer da região dobrada): (i) à tracção; (ii) à compressão; (iii) ao corte; e (iv) de aderência. Cada propriedade pode ser caracterizada, com exceção da resistência à compressão, a partir de ensaios descritos em normas internacionais (CAN/CSA-S806, 2012; ACI 440.3R-04, 2004), independentemente do tipo de matriz polimérica ou de fibra.

De entre os diversos tipos de fibras utilizados nos varões de FRP, destacam-se as de vidro (GFRP, do inglês *Glass-FRP*), de carbono (CFRP, do inglês *Carbon-FRP*), de aramida (AFRP, do inglês *Aramid-FRP*) e, mais recentemente, de basalto (BFRP, do inglês *Basalt-FRP*), cujas propriedades mecânicas à tracção são descritas na Tabela 2.1. Os varões de GFRP (Figura 2.6) apresentam uma vantagem, em comparação às demais fibras, quanto ao seu menor custo.

Tabela 2.1 – Comparação das propriedades à tracção dos varões (retos) de FRP	
(ACI 440.1R-06, 2006; Salh, 2014)	

Propriedade	Aço	GFRP	CFRP	AFRP	BFRP
Tensão de cedência [MPa]	276 - 517	N/A	N/A	N/A	N/A
Resistência à tracção [MPa]	483 - 690	483 – 1600	600 – 3690	250 – 2540	1200
Módulo de elasticidade [GPa]	200	35 – 51	120 - 580	41 – 125	50
Extensão de cedência [%]	0,14 – 0,25	N/A	N/A	N/A	N/A
Extensão de rotura [%]	6,0 – 12,0	1,2 – 3,1	0,5 – 1,7	1,9 – 4,4	2,5



Figura 2.6 – Varões de GFRP com acabamento superficial com areia (Afifi, 2013)

De acordo com Chulia *et al.* (2012), alguns fatores influenciam o comportamento dos varões de FRP, como: a qualidade das fibras, a orientação das fibras, a relação entre o volume de fibras e de resina, o tipo de resina, o processo de fabricação, entre outros.

Posto isto, o comportamento dos varões de FRP à compressão exibe algumas complexidades, em virtude das suas propriedades intrínsecas de não-homogeneidade e anisotropia, resultando em fenômenos característicos, como a micro-encurvadura das fibras (De Luca *et al.*, 2010; Afifi *et al.*, 2013; Prachasaree *et al.*, 2015). Por conta deste comportamento resistente complexo, ainda não existem procedimentos normalizados quanto à caracterização das propriedades dos varões de FRP à compressão.

Deitz et al. (2003) e AlAjarmeh et al. (2019) estudaram o comportamento de varões de GFRP à compressão, variando a esbelteza dos provetes que tinham as extremidades protegidas, ou por varões roscados ou por cilindros de aço com graute expansivo, respectivamente, como se ilustra na Figura 2.7. Deitz et al. (2003) reportaram modos de rotura com esmagamento das fibras (Figura 2.7), micro-encurvadura das fibras ou a combinação de ambos, dependendo da esbelteza do provete; já no estudo de AlAjarmeh et al. (2019), o modo de rotura por esmagamento das fibras ocorreu na presença de uma superfície de corte inclinada, como ilustrado na Figura 2.7, possivelmente devido às diferentes condições nas extremidades dos provetes.

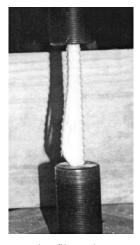




Figura 2.7 – Esmagamento das fibras dos varões de GFRP sem superficie de corte (à esquerda) (Deitz *et al.*, 2003) e com superficie de corte inclinada (à direita) (AlAjarmeh *et al.*, 2019)

Os resultados do estudo de Deitz *et al.* (2003) mostraram que os varões de GFRP possuem (i) uma resistência última à compressão (para os menores valores de esbelteza) correspondente a, aproximadamente, 50% da resistência última à tracção; e (ii) um módulo de elasticidade à compressão aproximadamente igual ao módulo de elasticidade à tracção (para qualquer valor de esbelteza). Já os resultados de AlAjarmeh *et al.* (2019) mostraram que (i) a esbelteza tem grande influência no modo de rotura observado; (ii) nos provetes com maiores diâmetros e esbelteza até 8 (em que ocorre esmagamento das

fibras), a resistência à compressão foi aproximadamente 70% da resistência à tracção; e (iii) o módulo de elasticidade à compressão foi aproximadamente igual ao módulo de elasticidade à tracção. Destaca-se que, segundo os autores, o modo de rotura que combina o esmagamento e encurvadura das fibras (para valores de esbelteza entre 4 e 8, para a gama de características dos varões de GFRP estudados) representa o comportamento esperado para varões de GFRP em colunas de BA sob compressão, admitindo valores usuais de distância entre cintas (AlAjarmeh *et al.*, 2019).

Por conta das limitações dos varões de GFRP sob compressão, admite-se a utilização, em colunas de betão, de armadura longitudinal hibridizada, combinando varões de GFRP e varões de material metálico, devido aos potenciais melhoramentos: (i) no comportamento resistente à compressão; (ii) na ductilidade; e (iii) na dissipação de energia sob carregamento cíclico.

Em vista destas informações, e como discutido no capítulo 1, torna-se necessária uma compreensão mais alargada do comportamento mecânico dos varões de GFRP utilizados em colunas de BA sob diferentes condições de carregamento, nomeadamente: (i) colunas sob carga axial concêntrica (BA-GFRP-C); (ii) colunas sob carga axial excêntrica (BA-GFRP-CE); e (iii) colunas sob carga lateral cíclica (BA-GFRP-CC). É também relevante estudar o comportamento de (iv) elementos de betão com armadura híbrida, combinando varões de FRP e varões de aço (convencional ou inoxidável). Nas seções seguintes, serão descritos os estudos com colunas de BA com varões de GFRP (BA-GFRP) sob as diversas condições de solicitação acima referidas.

#### 2.3 Colunas de BA-GFRP-C

#### 2.3.1 Considerações gerais

As colunas de BA são elementos estruturais que transmitem as cargas atuantes de lajes e vigas para o nível estrutural inferior, nomeadamente as fundações. Nestes elementos, prevalecem as solicitações compressivas, as quais eventualmente ocorrem de maneira excêntrica, em virtude das imperfeições geométricas ou das excentricidades de projeto. O estudo do comportamento de colunas de BA-GFRP-C, contudo, permite compreender as características resistentes dos materiais e elementos sob compressão, como ilustra a Figura 2.8.



Figura 2.8 – Sistema de ensaio de uma coluna de BA-GFRP-C (Afifi et al., 2013)

De entre as principais características a analisar, destacam-se o confinamento do núcleo de betão e a ductilidade, nomeadamente a sua variação em função de diferentes parâmetros (por exemplo, a taxa de armadura transversal).

Nesta secção, será descrito o comportamento das colunas de BA-GFRP-C, destacando-se os modos de rotura, as características de deformação pré- e pós-pico de carga axial, o comportamento resistente quanto à ductilidade e ao confinamento desenvolvido pela armadura transversal, bem como as variáveis que influenciam tais aspectos do comportamento.

#### 2.3.2 Características de resistência e mecanismos de rotura

#### 2.3.2.1 Considerações preliminares

No dimensionamento das colunas de BA-GFRP-C, é geralmente considerada uma percentagem da resistência à compressão do betão ( $f_c$ ) para a determinação da sua contribuição para o comportamento resistente. Esta percentagem resulta da diferença do formato, do tamanho e das condições de fabrico entre (i) os provetes utilizados em ensaios de caracterização e (ii) as colunas em escala real (Afifi *et al.*, 2013). Assim, de acordo com a equação (2.1), para estimar a resistência axial de uma coluna ( $P_o$ ) sem a participação das armaduras de GFRP sob compressão, (i) na norma americana ACI 318-14 (2014), é considerado um percentual  $\alpha = 0.85$ ; (ii) na norma canadiana CAN/CSA-S806 (2012), considera-se  $\alpha = 0.85 - 0.0015$ ;  $f_c \ge 0.65$ ; e (iii) na norma europeia EN 1992-1-1:2004/A1:2014 (2014) e na CEB-FIB (2010), considera-se  $\alpha = 1.0$  para o betão de resistência normal; em que  $A_c$  é a área total da secção de betão e  $A_f$  é a área da armadura longitudinal de FRP.

$$P_0 = \alpha \cdot f_c \cdot \left( A_c - A_f \right) \tag{2.1}$$

Estudos sobre o comportamento de colunas de BA-GFRP-C mostram que é necessário (i) adotar uma percentagem  $\beta_c$  referente à participação das armaduras longitudinais de GFRP ( $A_f$ ) sob compressão [Afifi *et al.* (2013) e Tobbi *et al.* (2012) utilizaram  $\beta_c = 0,35$ ], como mostra a equação (2.2), em que  $f_{fu}$  é a resistência última do varão de FRP à tracção; ou (ii) considerar uma extensão axial máxima à compressão dos varões de FRP ( $\varepsilon_{fc}$ ) [por exemplo, a extensão axial do betão sob carga compressiva igual a 2,0‰, utilizada por Mohamed *et al.* (2014) e Tobbi *et al.* (2014)] em multiplicação ao módulo de elasticidade do GFRP ( $\varepsilon_{fc}$ ), como mostra a equação (2.3). Estas equações apresentaram boa concordância com os resultados experimentais.

$$P_0 = \alpha \cdot f_c \cdot (A_c - A_f) + \beta_c \cdot f_{fu} \cdot A_f \tag{2.2}$$

$$P_0 = \alpha \cdot f_c \cdot (A_c - A_f) + \varepsilon_{fc} \cdot E_f \cdot A_f \tag{2.3}$$

#### 2.3.2.2 Descrição do comportamento resistente

Para níveis reduzidos de carga axial solicitante, os níveis de tensões axiais são igualmente reduzidos, resultando em inferior ou ausente atividade das armaduras transversais, sendo que as armaduras longitudinais de GFRP pouco contribuem para o comportamento resistente pré-pico de carga axial (Hadhood *et al.*, 2016b). O comportamento da coluna neste estágio é linear e a deformação do betão consiste essencialmente no encurtamento axial, devido à ausência de fissuração vertical (De Luca *et al.*, 2010; Hadi *et al.*, 2017).

Quando a coluna atinge a resistência uniaxial não-confinada, ocorre o destacamento do recobrimento de betão, resultando no decaimento da capacidade resistente e na dilatação do núcleo de betão (Afifi *et al.*, 2013). Esta dilatação resulta na ativação do confinamento pela armadura transversal, que tende a sustentar a carga resistente ou a retardar a rotura, sendo esta mais progressiva (Hadi e Youssef, 2016; Hadi *et al.*, 2017), em virtude da restrição à encurvadura das armaduras longitudinais de GFRP (De Luca *et al.*, 2010).

O comportamento resistente descrito graficamente na Figura 2.9 mostra que a resposta resistente da coluna de betão à solicitação axial deve resultar da combinação da carga axial resistida pela área de betão confinado (núcleo de betão sob atividade de confinamento pelas cintas – curva 0-A'-B-C) e da carga axial resistida pela área total de

betão (núcleo e recobrimento de betão, antes da ativação do confinamento – curva 0-A-B'-C'), sendo o comportamento resistente resultante descrito pela curva em negrito 0-A-B-C (Afifi *et al.*, 2013; Tobbi *et al.*, 2014).

Com base na Figura 2.9, torna-se possível detalhar o fenômeno do confinamento do núcleo de betão numa coluna BA-GFRP-C: (i) no troço ascendente 0-A, a resistência da coluna ocorre por meio da secção transversal bruta, sem contributo das armaduras transversais; (ii) com o aumento da carga, após ser atingido um determinado nível de tensão (ponto A – tensão máxima da secção bruta), ocorre o destacamento do betão de recobrimento, resultando na degradação da resistência axial; (iii) em seguida, o núcleo de betão começa a expandir e sofre a ação do confinamento pela armadura transversal, representado por um acréscimo na resistência axial (ponto B); e, (iv) após ser atingido o ponto de tensão máxima, em relação ao núcleo de betão (ponto C), ocorre a rotura pelo esgotamento da resistência dos materiais (Tobbi *et al.*, 2012; Tobbi *et al.*, 2014; Hadi *et al.*, 2016).

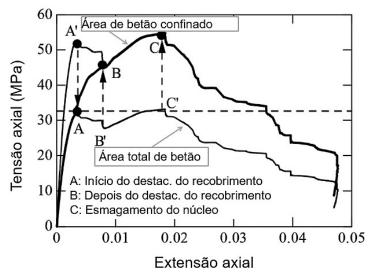


Figura 2.9 – Picos de carga em colunas de BA-GFRP-C (adaptado de Tobbi et al., 2014)

Os modos de rotura das colunas de BA-GFRP-C descritos na literatura, ilustrados na Figura 2.10, podem ser caracterizados por (i) rotura dos varões longitudinais por encurvadura, encurvadura-esmagamento ou esmagamento das fibras com plano de corte; (ii) rotura das cintas de GFRP na região de encontro com os varões longitudinais ou na região da dobra (em cintas retangulares, por apresentarem uma redução local da área em relação ao troço reto); e (iii) esmagamento do núcleo de betão confinado (De Luca *et al.*,

2010; Afifi et al., 2013; Tobbi et al., 2014; Mohamed et al., 2014; Hadhood et al., 2016b; Hadi et al., 2017).

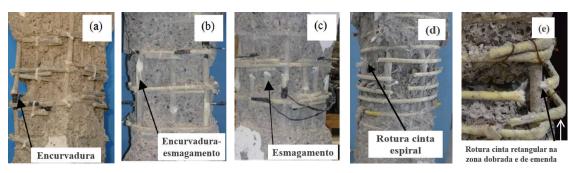


Figura 2.10 – Modos de rotura: (a) encurvadura, (b) encurvadura-esmagamento; (c) esmagamento dos varões longitudinais de GFRP (Tobbi *et al.*, 2014); (d) cintas de GFRP em espiral (Afifi, 2013); (e) na zona dobrada e na região de emendas das cintas de GFRP retangulares (Hadi e Youssef, 2016)

Em determinadas condições de confinamento do núcleo de betão, verificou-se que a rotura das cintas e dos varões longitudinais seguiu a direção de um plano de corte na zona de intersecção entre os varões longitudinais encurvados e as cintas dobradas (Afifi *et al.*, 2013; Tobbi *et al.*, 2014), como mostra a Figura 2.11.

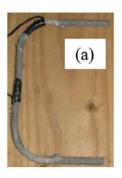


Figura 2.11 – Plano inclinado de rotura em colunas de BA-GFRP-C (Afifi et al., 2013)

Dependendo da atividade confinante, a rotura das colunas pode ser abrupta e catastrófica, no caso de valores reduzidos da taxa de armadura transversal ( $\rho_t$ ); ou com gradual destacamento do betão de recobrimento, com maior ductilidade e elevada fissuração no núcleo de betão confinado, no caso de valores elevados de  $\rho_t$  (Afifi *et al.*, 2013; Mohamed *et al.*, 2014; Hadhood *et al.*, 2016b; Hadi *et al.*, 2017). Assim, a rotura da coluna é controlada pela encurvadura dos varões longitudinais, para menores  $\rho_t$  (por exemplo,  $\rho_t = 0.32\%$  em De Luca *et al.*, 2010); e pela rotura das cintas e do núcleo de betão confinado, para maiores  $\rho_t$  (por exemplo,  $\rho_t = 6.27\%$  em Hadi *et al.*, 2017).

Nas cintas de GFRP com formato fechado, como mostra a Figura 2.12c, deve-se garantir um comprimento mínimo de ancoragem do troço reto da dobra, visto que com a expansão

do núcleo de betão, aumenta a possibilidade de rotura por escorregamento e abertura das cintas (Figura 2.10e) (Hadi e Youssef, 2016). Nas colunas com cintas de GFRP abertas em formato "C" (Figura 2.12a e Figura 2.12b) e menor  $\rho_t$ , a rotura é do tipo frágil, com deslizamento na zona de emenda dos braços das cintas, sendo este efeito minimizado com o aumento da  $\rho_t$ , devido à melhor distribuição da tensão de expansão do núcleo de betão (Tobbi *et al.*, 2014).



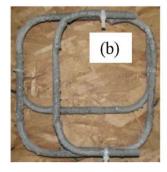




Figura 2.12 – Cintas de GFRP: (a) aberta e individual com formato em "C"; (b) aberta e emendada para uma determinada configuração; e (c) fechada com dobra igual a 90° (Tobbi *et al.*, 2014)

### 2.3.3 Parâmetros que influenciam o comportamento resistente

Para um comportamento das colunas de BA-GFRP-C com maior deformabilidade na rotura, devem ser levados em conta fatores que aumentem a ductilidade e a eficiência da atividade de confinamento do núcleo de betão pela armadura transversal em GFRP.

O tipo de acabamento dos varões não tem qualquer influência na capacidade resistente ou no modo de rotura, desde que sejam respeitados os limites para um adequado comportamento aderente entre os varões e o betão (De Luca *et al.*, 2010).

Quanto ao formato da armadura transversal, para um mesmo diâmetro e espaçamento, as cintas em forma de espiral apresentam melhor desempenho em relação às cintas individuais, em virtude (i) da maior estabilidade lateral que conferem à armadura longitudinal sujeita a compressão; e (ii) da mobilização eficaz do núcleo de betão, principalmente, após o destacamento do recobrimento no pico de carga axial (Afifi *et al.*, 2013; Mohamed *et al.*, 2014). As colunas de BA-GFRP-C com cintas em espiral, estudadas por Mohamed *et al.* (2014), apresentaram aumentos de 8% e 9% em relação à tensão de confinamento e à ductilidade, respectivamente, em comparação a uma coluna com cintas individuais com a mesma taxa de armadura transversal ( $\rho_t = 1,5\%$ ).

O aumento da  $\rho_t$  resulta na melhoria do desempenho resistente de colunas de BA-GFRP-C. No estudo realizado por Tobbi *et al.* (2012), o aumento de  $\rho_t$  de 1,36% para 2,04%

resultou num incremento de 24% na resistência e de 24% na tensão de confinamento do núcleo (Figura 2.13). Este aumento deve-se à ativação do confinamento do núcleo de betão e a uma maior restrição à encurvadura dos varões longitudinais, o que permite uma manutenção ou aumento da carga axial (um segundo pico de carga), resultando numa rotura mais dúctil (De Luca *et al.*, 2010; Afifi *et al.*, 2013; Hadi *et al.*, 2017). Tal foi confirmado no estudo de Mohamed *et al.* (2014), em que o aumento de  $\rho_t$  de 0,7% para 2,7% resultou em incrementos de 6% na resistência, de 55% na ductilidade e de 31% na capacidade de carga do núcleo de betão. Um valor de  $\rho_t$  demasiado elevado, contudo, poderá resultar numa diminuição do pico de carga axial, por criar um plano de separação natural entre o núcleo de betão e o recobrimento, antecipando o destacamento do recobrimento de betão (Hadi *et al.*, 2017; Tobbi *et al.*, 2012).

A ductilidade das colunas de BA-GFRP-C pode ser quantificada pelo método apresentado na Figura 2.13, considerando a área sob a curva carga axial vs. deformação axial, calculando-se assim os índices de ductilidade ( $I_5$  e  $I_{10}$ ) (Attard e Foster, 1996).

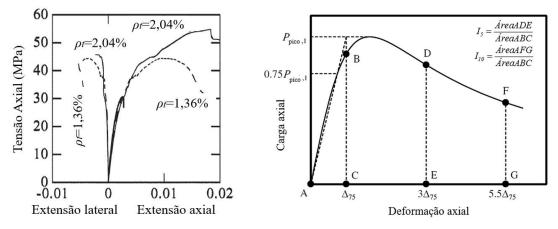


Figura 2.13 – Resposta tensão axial *vs* extensão lateral/axial de colunas de BA-GFRP-C com diferentes *ρ<sub>t</sub>* (à esquerda) (adaptado de Tobbi *et al.*, 2012) e medição da ductilidade na curva carga axial *vs*. deformação axial das colunas de BA-GFRP-C (à direita) (adaptado de Hadi *et al.*, 2016)

Hadi *et al.* (2017) mostraram que em colunas de BA-GFRP-C com betão de elevada resistência, a ductilidade ( $I_5$ ) aumentou 86% quando a  $\rho_t$  aumentou de 3,15% para 6,27%, como mostra a Figura 2.14; para além disso, para a maior  $\rho_t$ , o segundo pico de carga foi 8% maior que o primeiro.

Da mesma forma, Hadi *et al.* (2016) demonstraram que o aumento da  $\rho_t$  de 2,97% para 5,94% em colunas de BA-GFRP-C com betão de resistência normal resultou num aumento de 29% da ductilidade; e o segundo pico de carga foi 17% e 56% maior que o primeiro pico para  $\rho_t$  = 2,97% e  $\rho_t$  = 5,94%, respectivamente, como mostra a Figura 2.14.

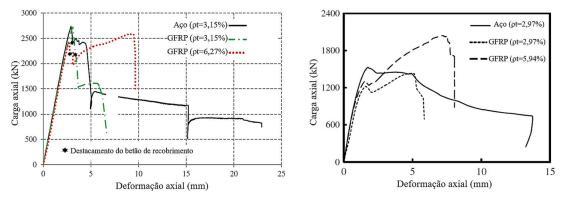


Figura 2.14 – Gráficos carga axial vs. deformação axial das colunas de BA-GFRP-C com betão de resistência elevada (à esquerda) (adaptado de Hadi *et al.*, 2017) e de resistência normal (à direita) (adaptado de Hadi *et al.*, 2016)

A taxa de armadura longitudinal ( $\rho_l$ ) influencia o comportamento de colunas BA-GFRP-C em termos de decaimento pós-pico e ductilidade. No estudo de Afifi *et al.* (2013), a coluna de BA-GFRP-C com  $\rho_l$  = 3,2% apresentou um aumento de ductilidade de 23% e de 115% em relação às colunas de BA-GFRP-C com  $\rho_l$  = 1,1% e 2,2%, respectivamente, como ilustrado na Figura 2.15. Este comportamento pode estar ligado ao efeito de confinamento de "gaiola" conferido pela armadura longitudinal ao núcleo de betão (que depende da distribuição perimetral daquela armadura), sendo majorado com o aumento da  $\rho_t$  (Tobbi *et al.*, 2012; Afifi *et al.*, 2013).

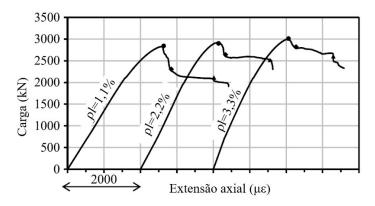


Figura 2.15 – Influência da  $\rho_l$  na coluna de BA-GFRP-C (adaptado de Afifi *et al.*, 2013)

A eficiência do confinamento do núcleo de betão promovido pelas cintas de GFRP pode ser quantificado por meio da extensão volumétrica de betão e da taxa de dilatação (De Luca *et al.*, 2010; Mohamed *et al.*, 2014), como se mostra na Figura 2.16. Os gráficos referem-se ao estudo de colunas de BA-GFRP-C com variação da  $\rho_t$ .

A extensão volumétrica de betão confinado ( $\varepsilon_v$ ) é calculada a partir das extensões axial ( $\varepsilon_a$ ) e lateral ( $\varepsilon_l$ ) [equação (2.4)] e consiste na mudança do volume por unidade de volume

de betão. A reta de referência representa a condição perfeitamente elástica, em que o declive gráfico é  $1-2\cdot v$ , sendo v o coeficiente de Poisson (v=0,2 para o betão).

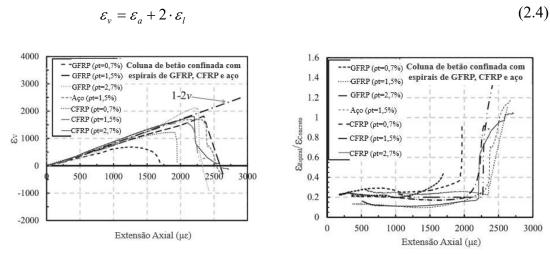


Figura 2.16 – Resposta da extensão volumétrica (à esquerda) e da taxa de dilatação (à direita) das colunas de BA-GFRP-C com armadura transversal em espiral (adaptado de Mohamed *et al.*, 2014)

As curvas de  $\varepsilon_{\nu}$  mostradas na Figura 2.16 desviam da reta elástica quando é atingido o pico de carga axial, que coincide com o destacamento do recobrimento e a ativação do confinamento do núcleo de betão pelas cintas (Tobbi *et al.*, 2012; Mohamed *et al.*, 2014).

Um menor valor de  $\rho_t$  resulta num desvio antecipado das curvas em relação à reta de referência, ocasionando a rotura da coluna e demonstrando a ineficiência do confinamento; contudo, colunas com um valor elevado de  $\rho_t$  proporcionam um retardamento do desvio da curva, garantindo a eficiência do confinamento e um comportamento mais dúctil (De Luca *et al.*, 2010; Tobbi *et al.*, 2012).

A taxa de dilatação, que consiste na relação entre  $\varepsilon_a$  e  $\varepsilon_l$ , permite a quantificação da eficiência do confinamento em relação ao início da restrição da expansão do núcleo de betão pelas cintas. Esta eficiência é verificada em torno do valor elástico, que é 0,2, relativo à extensão axial máxima do betão não-confinado sob carga axial concêntrica, cujo valor de referência é 2,0‰. A partir do pico de carga máxima, a reta desvia de 0,2 e cresce em linha vertical, como se mostra na Figura 2.16. Um comportamento eficiente ocorre com o aumento da  $\rho_t$ , que resulta em maior restrição da expansão do núcleo de betão e da encurvadura dos varões longitudinais, e que provoca um retardamento da rotura e maiores deformações axiais (De Luca *et al.*, 2010; Tobbi *et al.*, 2012; Afifi *et al.*, 2013; Mohamed *et al.*, 2014).

#### 2.3.4 Sumário

Os estudos sobre colunas de BA-GFRP-C demonstram uma participação relevante dos varões longitudinais de GFRP sob compressão no comportamento resistente daqueles elementos, desde que se garanta, em conjunto, a atuação do confinamento do núcleo de betão pelas cintas em GFRP. Os resultados dos estudos efetuados até à data demonstram que a taxa de armadura transversal é um dos parâmetros com maior impacto no potencial aumento de resistência e na ductilidade das colunas de BA-GFRP-C.

A quantificação da contribuição dos varões de GFRP sob compressão na resistência das colunas de BA-GFRP-C é difícil devido à dependência de outros parâmetros, como a taxa de armadura transversal, que contribui para impedir a encurvadura dos varões longitudinais de GFRP, proporcionando uma efetiva e proporcional (ao módulo de elasticidade) atividade resistente sob condições compressivas. Neste sentido, a contribuição dos varões longitudinais de GFRP sob compressão no comportamento resistente das colunas de BA-GFRP-C poderia ser quantificada por comparação com a das colunas de BA com varões de aço, desde que apresentem rigidez (axial) equivalente em relação à armadura transversal (simulando as mesmas condições de confinamento). Na campanha experimental desenvolvida nesta tese, foi utilizado este critério para comparar o comportamento de colunas com varões de GFRP e de A.

#### 2.4 Colunas de BA-GFRP-CE

#### 2.4.1 Considerações gerais

As colunas de BA podem ser solicitadas por cargas axiais excêntricas ao eixo longitudinal, que resultam em momentos fletores. As excentricidades podem ocorrer em elementos indeformados (excentricidade de 1ª ordem) ou deformados (excentricidade de 2ª ordem). A consideração da excentricidade da carga axial, portanto, torna-se primordial no dimensionamento de colunas de BA.

Os estudos em colunas de BA-GFRP-CE, como se ilustra na Figura 2.17, permitem a compreensão da capacidade resistente e do desempenho em serviço diante desta condição de carregamento solicitante. Estas pesquisas possibilitam a compreensão da influência de determinados parâmetros (excentricidade, variação da taxa de armadura transversal, entre outras) no comportamento resistentente quanto à deformabilidade, à ductilidade e ao confinamento do núcleo de betão.

Nesta secção descreve-se o comportamento de colunas de BA-GFRP-CE, destacando-se os modos de rotura, as características de deformação pré- e pós-pico de carga axial, o comportamento resistente quanto à ductilidade e ao confinamento desenvolvido pela armadura transversal, bem como as variáveis que influenciam diferentes aspectos do comportamento.

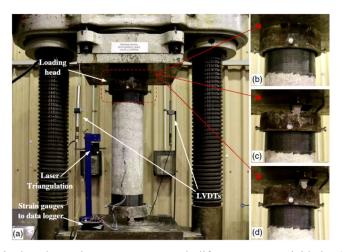


Figura 2.17 – Ensaio de colunas de BA-GFRP-CE sob diferentes excentricidades (Hadi et al., 2017).

#### 2.4.2 Características de resistência e mecanismos de rotura

# 2.4.2.1 Condições preliminares

As colunas de BA-GFRP-CE apresentam um comportamento resistente em direta dependência da posição da linha neutra. A definição desta linha permite avaliar a influência de diversos parâmetros em relação ao desempenho resistente das colunas.

Colunas sob menor excentricidade (e) da carga axial apresentam a posição da linha neutra fora da secção transversal ou com uma elevada profundidade em relação à secção transversal, resultando numa grande área de betão comprimido, o que afeta o comportamento pós-pico quanto ao confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP. Por outro lado, em colunas sob elevada excentricidade, a posição da linha neutra encontra-se no interior da secção transversal, com uma profundidade que promove uma maior atividade dos varões de GFRP tracionados e uma menor área de betão comprimida.

## 2.4.2.2 Descrição do comportamento resistente

Para uma melhor descrição da influência da excentricidade no comportamento resistente de colunas de BA-GFRP-CE, nesta secção, será feito uso da relação *e/D* ou *e/h*, em que *D* e *h* representam as características geométricas das secções circulares (diâmetro) e

retangulares (altura), respectivamente. Quanto aos níveis de *e/D* ou *e/h*, caso os valores sejam menores que 0,3, entre 0,3 e 0,6, e acima de 0,6, então os mesmos serão denominados de reduzida, moderada e elevada excentricidade, respectivamente (Salah-Eldin *et al.*, 2020), permitindo uma adequada explicação dos efeitos da variação da excentricidade.

Os modos de rotura das colunas de BA-GFRP-CE dependem do nível de *e/D* ou *e/h* que, sob reduzida excentricidade, apresentam um comportamento último controlado por compressão e, sob elevada excentricidade, um comportamento controlado por tracção. As colunas sob moderada excentricidade apresentam um comportamento que, dependendo das características da coluna, pode ser controlado por compressão ou por tracção.

Nas colunas de BA-GFRP-CE sob reduzida excentricidade, a secção transversal está completamente comprimida (embora de forma não-uniforme), em virtude da elevada profundidade da linha neutra. Estas colunas possuem um modo de rotura menos frágil do que as colunas de BA-GFRP-C, em virtude do aparecimento de fissuração na face inicialmente menos comprimida (pós-pico de carga), como ilustra a Figura 2.18 para as colunas com e/D = 8,2% e 16,4%, para além da redução da capacidade de carga. De acordo com Hadhood *et al.* (2016b), o surgimento das fissuras de flexo-tracção surgiu após o destacamento do betão de recobrimento, o que resultou, possivelmente, no aumento da excentricidade do carregamento axial aplicado relativamente ao centróide da área transversal reduzida e, consequentemente, no surgimento da área de betão tracionado.

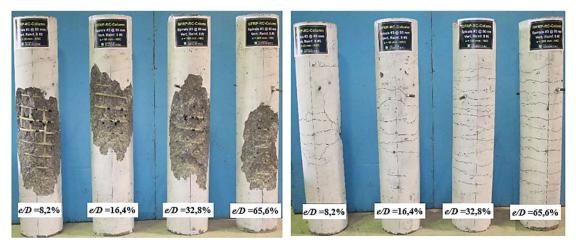


Figura 2.18 – Modos de rotura das colunas de BA-GFRP-CE sob diferentes níveis de excentricidade *e/D*, com destaque à face comprimida (à esquerda) e tracionada (à direita) (adaptado de Hadhood *et al.*, 2016b)

Tendo um comportamento resistente controlado por compressão, o modo de rotura ocorre por destacamento do betão de recobrimento, seguido da rotura das cintas (para um eficiente confinamento do núcleo de betão – Figura 2.19) e dos varões longitudinais de GFRP na face comprimida e, por fim, do esmagamento do núcleo de betão sob compressão (Hadi e Youssef, 2016; Hadhood *et al.*, 2016b; Hadi *et al.*, 2017; Salah-Eldin *et al.*, 2020).



Figura 2.19 – Modo de rotura da coluna de BA-GFRP-CE sob e/h = 11,9% (adaptado de Hadi e Youssef, 2016)

Nas colunas de BA-GFRP-CE sob moderada excentricidade, a secção transversal está parcialmente comprimida, em virtude da redução da profundidade da linha neutra; neste caso, o destacamento do recobrimento é mais suavizado do que em colunas sob reduzida excentricidade, como se ilustra na Figura 2.18 para uma coluna com e/D = 32,8%; tal resulta num pós-pico de carga mais suavizado e num aumento do deslocamento lateral. O modo de rotura ocorre pela rotura dos varões longitudinais de GFRP na face comprimida e pelo esmagamento do núcleo de betão sob compressão. Estas colunas apresentam uma menor atividade de confinamento do núcleo de betão, em virtude da menor área de betão comprimido, e uma redução da carga resistente quanto às colunas sob reduzida excentricidade da carga axial (Hadhood *et al.*, 2016b; Salah-Eldin *et al.*, 2020).

Nas colunas de BA-GFRP-CE sob elevada excentricidade, a secção transversal está maioritariamente tracionada, em virtude da extrema redução da profundidade da linha neutra, restringindo consideravelmente a contribuição do betão comprimido na secção transversal. O comportamento resistente é mais dúctil dentre todas as demais colunas, em virtude do aparecimento da intensa fissuração na face mais tracionada, como ilustra a

Figura 2.18 para a coluna com e/D = 65,6%, que resulta no menor valor de capacidade resistente e num elevado valor de deslocamento lateral. Tendo um comportamento controlado por tracção, o modo de rotura destas colunas consiste no destacamento do betão de recobrimento na face comprimida, no esmagamento do núcleo de betão e, dependendo das características das colunas, na rotura dos varões longitudinais de GFRP à tracção ou à compressão (Hadhood  $et\ al.$ , 2016b).

Os estudos anteriormente realizados mostram a relevante influência do aumento da excentricidade no comportamento resistente das colunas de BA-GFRP-CE, nos seguintes termos: (i) redução da profundidade da linha neutra, que resulta em menor área de betão comprimido e, assim, em menor resistência axial, como ilustra a Figura 2.20; (ii) mudança de um modo de rotura controlado pela compressão para um modo de rotura controlado pela tracção; (iii) aumento da fissuração na face tracionada e, consequentemente, redução da rigidez axial; (iv) suavização do destacamento do betão de recobrimento, em virtude da diminuição da área de betão comprimida; e (v) suavização da redução de força na fase pós-pico, devido à maior participação dos varões longitudinais da face tracionada, resultando num aumento dos deslocamentos axial, mostrado na Figura 2.20, e lateral.

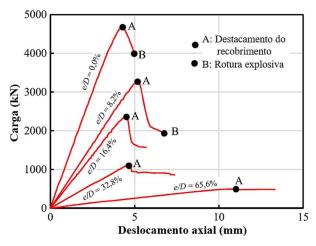


Figura 2.20 – Carga vs. deslocamento axial para colunas de BA-GFRP-CE sob diferentes níveis de excentricidade e/D (adaptado de Hadhood et al., 2016b)

## 2.4.3 Parâmetros que influenciam o comportamento resistente

O parâmetro com maior influência no comportamento resistente de colunas de BA-GFRP-CE consiste na variação da excentricidade da carga axial aplicada, em termos da relação *e/D* ou *e/h*. Como referido, o aumento da excentricidade provoca a redução da resistência axial, em virtude da diminuição da profundidade da linha neutra, da

diminuição da área de betão comprimida e da fissuração da face tracionada (e rigidez axial) (Hadi *et al.*, 2016).

Este aumento no nível de excentricidade resulta no incremento dos deslocamentos laterais e da deformabilidade, em virtude da maior solicitação dos varões longitudinais de GFRP na face tracionada, como demonstrado por Xue *et al.* (2014). Neste estudo, o incremento no nível de *e/h* de 20% para 50% e 100% resultou, no instante do pico de carga, em (i) aumentos de 700% e 1100% na extensão axial dos varões de GFRP sob tracção, respectivamente; (ii) diminuições de 60% na extensão axial dos varões de GFRP sob compressão (em ambos os casos); (iii) diminuições na resistência axial de 70% e 82%; e (iv) aumentos no deslocamento lateral de 167% e 368%, respectivamente, como ilustrado na Figura 2.21.

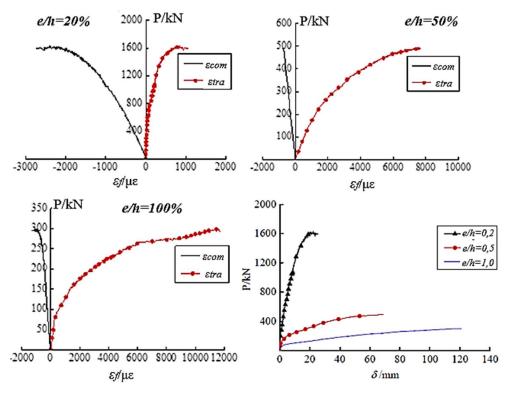


Figura 2.21 – Curvas resistentes de colunas de BA-GFRP-CE sob diferentes *e/h* (adaptado de Xue *et al.*, 2014)

No estudo de Hadhood *et al.* (2016), o aumento na taxa *e/D* de 8,2% para 65,6% resultou em diminuições da resistência de 83% e 85% para as colunas de betão de resistência normal e elevada, respectivamente, confirmando a não interferência do tipo de betão quanto ao comportamento resistente geral em relação à variação da excentricidade.

Relativamente à atividade das cintas de GFRP quanto ao confinamento do núcleo de betão, o estudo de Hadhood *et al.* (2016b) mostrou que, com o aumento de *e/D* de 8,2% para 65,6%, as cintas apresentaram uma redução de 64% nas extensões axiais, mostrando uma redução esperada na atividade de confinamento do núcleo de betão. Isto deve-se à diminuição da profunidade da linha neutra, reduzindo a área de betão comprimida e, consequentemente, a expansão do núcleo de betão circunscrito pelas cintas.

A eficiência do confinamento do núcleo de betão pelas cintas foi confirmada por Hadi e Youssef (2016), em que, para os níveis e/h = 11,9% e 23,8%, as colunas apresentaram um segundo pico de carga, após o destacamento do betão de recobrimento, com aumentos de resistência de 17% e 12% em relação ao primeiro pico, respectivamente.

Esta mesma eficiência foi confirmada por Hadi *et al.* (2016), que, com os níveis de excentricidade e/D = 11,9% e 23,8%, reportaram aumentos de 30% e 24%, respectivamente, em relação ao primeiro pico de carga, para a maior taxa de armadura transversal ( $\rho_t = 0,94\%$ ), como ilustrado na Figura 2.22. Note-se que a eficiência do confinamento do núcleo de betão diminui com o aumento da excentricidade da carga axial, devido à diminuição da área de betão comprimida.

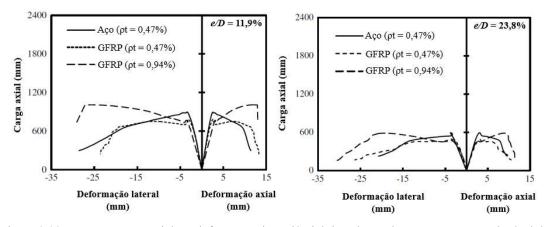


Figura 2.22 – Curvas carga axial *vs.* deformação lateral/axial de colunas de BA-GFRP-CE sob nível de excentricidade *e/D* = 11,9% (à esquerda) e *e/D* = 23,8% (à direita) (adaptado de Hadi *et al.*, 2016)

Hadi *et al.* (2017) também analisaram as colunas de BA-GFRP-CE a partir dos níveis de excentricidade e/D = 11,9% e 23,8%, porém com betão de elevada resistência. Nestas colunas, para ambos os níveis e/D, foi registado um segundo pico de carga, contudo com menor valor do que o primeiro, em virtude do elevado módulo de elasticidade do betão a ser confinado. Neste mesmo estudo, o aumento da  $\rho_t$  de 0,47% para 0,94% resultou em aumentos na ductilidade de 35% e 13% para as colunas com e/D = 11,9% e 23,8%,

respectivamente (Figura 2.23), demonstrando a eficiência do confinamento do núcleo de betão em termos de capacidade de deformação.

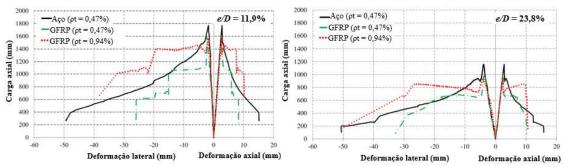


Figura 2.23 – Curvas de carga axial *vs.* deformação lateral/axial de colunas de BA-GFRP-CE, com betão de resistência elevada, sob nível de excentricidade *e/D* = 11,9% (à esquerda) e *e/D* = 23,8% (à direita) (adaptado de Hadi *et al.*, 2017)

Quanto à armadura longitudinal, Salah-Eldin *et al.* (2020) mostraram que o aumento de  $\rho_l$  resulta num incremento ínfimo da resistência para valores reduzido de e/h; contudo, para valores elevados de e/h, o aumento da resistência torna-se mais relevante. Como se mostra na Figura 2.24, o incremento de  $\rho_l$  de 1% para 2,5% resultou em aumentos de 5%, 5%, 12% e 32% para níveis de excentricidade e/h = 20%, 30%, 40% e 60%, respectivamente.

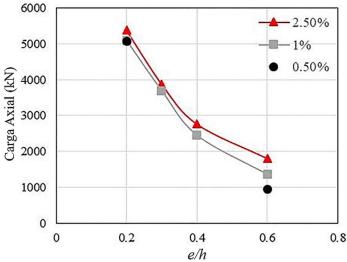


Figura 2.24 – Curvas carga axial vs. e/h de colunas de BA-GFRP-CE com diferentes valores  $\rho_l$  (adaptado de Salah-Eldin et~al., 2020)

Este comportamento deve-se ao facto de nas colunas sob reduzida excentricidade, o comportamento resistente ser controlado pela área e resistência do betão; enquanto que nas colunas sob elevada excentricidade, a diminuição da profundidade da linha neutra resulta num aumento da solicitação da armadura tracionada e, portanto, dá-se um aumento do momento resistente com o aumento de  $\rho_l$ .

#### 2.4.4 Sumário

Nas colunas de BA-GFRP-CE o comportamento resistente é muito influenciado pelo nível de excentricidade da carga axial, que tem um evidente impacto no confinamento do núcleo de betão, no aumento da participação dos varões longitudinais de GFRP na face tracionada e na redução da participação dos varões na face comprimida.

A capacidade resistente da secção transversal de colunas de BA-GFRP-CE só poderá ser adequadamente prevista considerando a contribuição dos varões longitudinais de GFRP sob compressão (e tracção), permitindo o cálculo eficiente da profundidade da linha neutra por compatibilização das extensões dos materiais da secção transversal.

#### 2.5 Colunas de BA-GFRP-CC

# 2.5.1 Considerações gerais

A natureza energética e cíclica dos eventos sísmicos requer normalmente uma resposta dissipativa dos elementos estruturais de BA, de forma a permitir a manutenção da capacidade resistente na direção da solicitação sísmica e na direção axial das cargas permanentes; geralmente, pretende-se também garantir um desempenho dúctil e o desenvolvimento de plasticidade em regiões críticas, nomeadamente as próximas da interface fundação-coluna. O eficiente desempenho deste comportamento permitirá o retardamento da rotura, resultando na preservação das vidas dos utilizadores dos edifícios afectados.

As colunas de BA com varões de A, desde muito, têm-se mostrado eficientes na dissipação da energia sísmica, por conta do comportamento natural dos varões de A, em relação à sua cedência, que caracteriza o comportamento plástico de colunas de betão armadas com este material. Contudo, o comportamento elástico-linear dos varões de FRP suscita muitas incógnitas quanto à capacidade de colunas armadas com estes varões dissiparem energia sísmica; tal resulta também de, até à data, terem sido realizados muito poucos estudos neste domínio.

Estes poucos estudos realizados em colunas de BA-FRP-CC, como se ilustra na Figura 2.25, serão apresentados nas secções seguintes, destacando-se a avaliação do comportamento resistente, a capacidade de dissipação de energia, o desempenho em termos de ductilidade e os modos de rotura característicos.





Figura 2.25 – Sistema de ensaio de colunas de BA-GFRP-CC (Naqvi e El-Salakawy, 2016; Tavassoli e Sheikh, 2017)

#### 2.5.2 Características de resistência e modos de rotura

# 2.5.2.1 Condições preliminares

Como referido, os varões de GFRP apresentam um comportamento elástico-linear, bem como um reduzido módulo de elasticidade, que suscita a necessidade de outros mecanismos de resistência, diante de solicitações cíclicas. Este tipo de solicitação exige, como condições resistentes, a capacidade de dissipação energética e a garantia de comportamento inelástico das colunas de BA-GFRP. Neste sentido, as colunas de BA-GFRP-CC necessitam que a inelasticidade se desenvolva pelo esmagamento do betão, através do dimensionamento de uma secção superarmada (valores de  $\rho_l$  elevados) em relação à condição balanceada (Ali e El-Salakawy, 2016), sendo tal requisito particularmente relevante de acordo com os estudos anteriormente analisados.

Nestes estudos, as condições de ensaio consistiram em fases de controlo de carga e de deslocamento. Nesta última, seguiu-se um protocolo de carga em que se impõem múltiplos deslocamentos relativos (*drift*) em relação à altura de aplicação da carga. Esta multiplicidade de *drifts* está relacionada a um *drift* de referência (por exemplo, o *drift* de cedência nas colunas com varões de aço). Em cada *drift*, desenvolvem-se 3 ciclos de deslocamento lateral, para criar uma melhor distribuição de fissuração na região da rótula e permitir uma melhor análise da dissipação de energia, como se ilustra na Figura 2.26. Este protocolo de carga ou de deslocamento lateral pode ser definido a partir das recomendações internacionais, que visam criar condições padronizadas de testes experimentais em situações cíclicas (ACI 374.1-05, 2005).

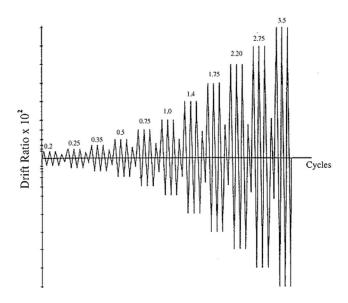


Figura 2.26 – Exemplo da sequência de drifts e ciclos (ACI 374.1-05, 2005)

### 2.5.2.2 Descrição do comportamento resistente

Após a fase de controlo de carga, na qual é aplicada uma carga axial e determinada a carga de fissuração, segue-se a fase de controlo de deslocamento com a aplicação do *drift*. Em termos de comportamento geral, nos primeiros *drifts*, as colunas com varões de GFRP apresentam um comportamento predominantemente elástico, com laços histeréticos estreitos e com o aparecimento de fissuras horizontais de flexão (Tavassoli *et al.*, 2015).

Com o aumento dos *drifts*, surge o destacamento do recobrimento nas faces comprimidas, o que resulta no alargamento dos laços histeréticos e na presença de maiores deformações permanentes, denotando a inelasticidade do sistema estrutural e a dissipação de energia na região da rótula. Para os *drifts* mais elevados, as colunas sofrem colapso pela rotura dos varões longitudinais de GFRP (por esmagamento ou por encurvadura com delaminação, dependendo do espaçamento entre cintas, como ilustrado na Figura 2.27); rotura das cintas de GFRP na região dobrada; e, por fim, o esmagamento do núcleo de betão, que resulta numa redução brusca da resistência da coluna (Elshamandy *et al.*, 2018; Deng *et al.*, 2018; Ali e El-Salakawy, 2016; Tavassoli *et al.*, 2015).

O comportamento último é dependente da variação de parâmetros como o nível de carga axial, os valores de  $\rho_l$  e  $\rho_t$ , entre outros. Isto pode ser confirmado pelo fato de que o destacamento do betão de recobrimento em colunas de BA-GFRP-CC é antecipado, nas seguintes situações: (i) elevado nível de carga axial (maior nível de dano na região da rótula); (ii) muito elevado valor de  $\rho_t$  (como referido, cria um plano de separação entre o

recobrimento e o núcleo de betão); e (iii) menor altura de aplicação do deslocamento lateral (aumento da tensão na biela de compressão) (Tavassoli *et al.*, 2015; Ali e El-Salakawy, 2016; Deng *et al.*, 2018).



Figura 2.27 – Modos de rotura da coluna de BA-GFRP-CC por esmagamento, no *drift* de 12,5% (maior  $\rho_t$  - à esquerda); e por encurvadura, no *drift* de 8,5% (menor  $\rho_t$  - à direita) (Ali e El-Salakawy, 2016)

Numa coluna armada com varões de aço, a rótula plástica consiste na região da coluna de betão, próxima da interface coluna-sapata, em que há a concentração de plasticidade, resultado de intensa fissuração e destacamento do betão de recobrimento. De acordo com Hasaballa (2014), o termo *rótula com deformabilidade inelástica* pode ser aplicado às estruturas lineares de BA-GFRP-CC mesmo que os varões apresentem comportamento linear.

Segundo Ali (2015), como não há deformação inelástica nos varões de GFRP, a energia dissipada pelas colunas de BA-GFRP-CC é devida à deformabilidade do núcleo de betão, bem como ao melhoramento das propriedades do betão confinado pelas cintas. Este melhoramento pode ser atestado pelo alcance da fissuração na rótula inelástica das colunas de BA-GFRP-CC, em que a altura da região fissurada é maior para as colunas com melhor confinamento do núcleo de betão, devido ao retardamento da rotura por esmagamento, como anteriormente ilustrado na Figura 2.27.

Em geral, o comportamento histerético de colunas de BA-GFRP-CC consiste em valores reduzidos de dissipação de energia e com reduzida ductilidade, por conta do comportamento elástico-linear dos varões de GFRP. Qualquer inelasticidade na região da rótula está ligada à fissuração e ao esmagamento e destacamento do recobrimento. Para

o caso de um adequado confinamento do núcleo de betão, torna-se possível o surgimento de um segundo pico de carga, à semelhança do que ocorre nas colunas de BA-GFRP-C.

# 2.5.3 Parâmetros que influenciam o comportamento resistente

Em comparação com as colunas de betão com varões de aço, as colunas de BA-GFRP-CC apresentam um desempenho inferior quanto à capacidade de dissipação de energia, devido ao comportamento elástico-linear do material GFRP; isto é ilustrado na Figura 2.28, em que para uma mesma  $\rho_l$ , a coluna com varões de aço apresenta uma dissipação de energia 44% superior à da coluna com varões de GFRP. Isto ocorre em virtude do fenômeno de cedência nos varões longitudinais de aço, que caracteriza o comportamento plástico destes varões e que aumenta a dissipação de energia na região da rótula plástica (Tavassoli *et al.*, 2015; Ali e El-Salakawy, 2016; Naqvi e El-Salakawy, 2016).

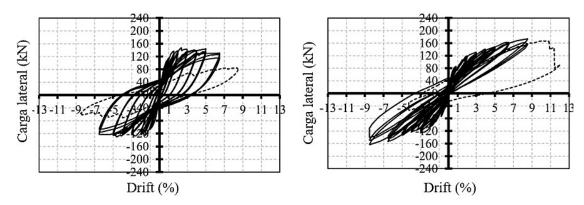


Figura 2.28 – Curvas histeréticas carga lateral vs. drift de colunas de BA com varões de aço (à esquerda) e com varões de GFRP (à direita) com as mesmas características de  $\rho_l$  (Ali e El-Salakawy, 2016)

Numa estrutura de BA-GFRP, o comportamento do sistema coluna-fundação depende do desempenho da amarração dos varões nestes elementos. No estudo de Naqvi e El-Salakawy (2016), foi demonstrado que o comprimento de emenda de  $60 \cdot d_b$  fornece uma resistência 6% e 10% superior à obtida com comprimentos de  $40 \cdot d_b$  e  $50 \cdot d_b$ , respectivamente, em que  $d_b$  é o diâmetro da armadura longitudinal, como ilustrado na Figura 2.29. Isto ocorreu, pois, este comprimento permitiu uma maior mobilização de tensões aderentes na região da amarração, resultando num satisfatório desempenho resistente. Ainda para este comprimento de  $60 \cdot d_b$ , a coluna com  $\rho_t = 0.81\%$  apresentou uma resistência lateral 6% e 14% superior à das colunas com  $\rho_t$ , = 0.61% e 0.41%, respectivamente, como mostra a Figura 2.29.

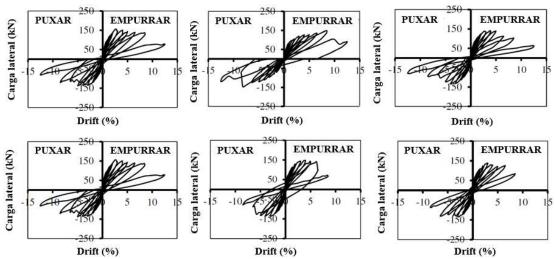


Figura 2.29 – Curvas carga lateral vs. drift de colunas de BA-GFRP-CC com comprimentos de emendas de  $60.d_b$ ,  $50.d_b$  e  $40.d_b$  (linha acima) e com  $\rho_t = 0.81\%$ , 0.61% e 0.41% para  $60.d_b$ , (linha abaixo) (adaptado de Naqvi e El-Salakawy, 2016)

Em relação à armadura transversal, as cintas em forma de "C", que são unidas através da sobreposição dos seus braços componentes, apresentam um desempenho resistente aquém do das cintas fechadas, devido ao deslizamento das cintas na região de sobreposição. Contudo, é de referir que as cintas fechadas devem apresentar um suficiente comprimento de ancoragem no troço reto, a fim de evitar a abertura ou desfazimento da forma da cinta quando a coluna é sujeita a deslocamentos laterais mais elevados. Devido à menor resistência na região dobrada de cintas em GFRP, a inclusão de armaduras internas permite uma melhor distribuição da tensão expansiva do núcleo de betão, evitando a concentração de carga nos cantos das cintas (Ali e El-Salakawy, 2016), como ilustrado na Figura 2.30.



Figura 2.30 - Detalhamento de cintas fechadas com varões internos (Ali e El-Salakawy, 2016)

Sob carregamento cíclico, o comportamento de colunas armadas com varões de GFRP é muito influenciado pelo valor de  $\rho_t$  (Deng *et al.*, 2018; Naqvi e El-Salakawy, 2016). O confinamento do núcleo de betão aumenta com o incremento de  $\rho_t$ , prevenindo a encurvadura prematura dos varões longitudinais de GFRP e aumentando a resistência ao

carregamento lateral e a ductilidade, o que se traduz na manutenção da capacidade resistente sob solicitação cíclica (Tavassoli e Sheikh, 2017).

Como ilustrado na Figura 2.31, com o aumento de  $\rho_t$  torna-se possível o surgimento de um segundo pico de carga, evidenciando a possibilidade de recuperação lateral da carga por meio de um eficiente confinamento do núcleo de betão (Elshamandy *et al.*, 2018).

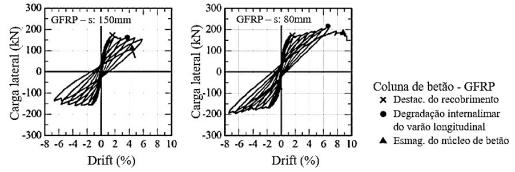


Figura 2.31 – Curvas histeréticas carga lateral vs. *drift* de colunas de BA-GFRP-CC com espaçamento entre as cintas de 150 mm ( $\rho_t$  = 0,48%, à esquerda) e de 80 mm ( $\rho_t$  = 0,89%, à direita) (adaptado de Elshamandy *et al.*, 2018)

O aumento de  $\rho_t$  de 0,48% para 0,89% nas colunas de BA-GFRP-CC ilustrada na Figura 2.31, resultou num aumento de 32% da capacidade de carga no segundo pico de carga, demonstrando a eficiência do confinamento da expansão do núcleo de betão.

Segundo Ali e El-Salakawy (2016), o aumento de  $\rho_l$  melhora a resistência lateral da coluna, porém também aumenta a rigidez do elemento, que se manifesta no estreitamento dos laços histeréticos e que resulta numa menor dissipação de energia (Figura 2.32).

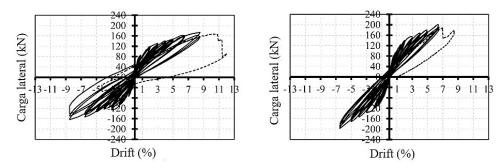


Figura 2.32 – Histereses de colunas armadas com diferentes taxas de armadura longitudinal de GFRP (1,3% à esquerda e 2,6% à direita) (Ali e El-Salakawy, 2016)

O nível da carga axial em colunas de BA-GFRP-CC é um parâmetro bastante relevante, pois com o seu aumento, os laços de histerese apresentam um maior alargamento, denotando uma maior capacidade de dissipação de energia (Elshamandy *et al.*, 2018; Deng *et al.*, 2018; Tavassoli e Sheikh, 2017), como ilustrado na Figura 2.33; tal deve-se à rápida deterioração do betão, na região da rótula, para um menor nível de

deformabilidade (Ali e El-Salakawy, 2016; Tavassoli *et al.*, 2015; Sheikh e Khoury, 1993). No estudo de Deng *et al.* (2018), os resultados das colunas de BA-GFRP-CC com  $\rho_l = 2,1\%$  e  $\rho_t = 1,94\%$  demonstraram que o aumento da carga axial de 10% para 19% da carga última resultou num aumento de 54% na ductilidade, como mostra a Figura 2.33.

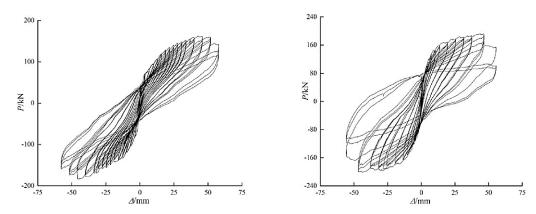


Figura 2.33 – Laços histeréticos de colunas de BA-GFRP-CC sob carga axial de 10% (à esquerda) e 19% (à direita) da capacidade axial da secção (Deng *et al.*, 2018)

O comprimento da rótula com deformabilidade inelástica é maior para as colunas de BA-GFRP sob carga axial elevada. Segundo Tavassoli *et al.* (2015), este efeito é mais visível em colunas com confinamento eficiente, como mostra a Figura 2.34.

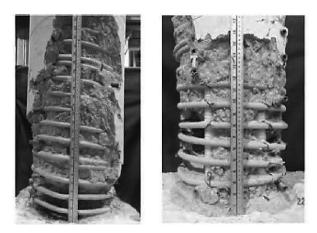


Figura 2.34 – Regiões danificadas em colunas de BA-GFRP-CC sujeitas a diferentes níveis de cargas axiais (28%. P<sub>0</sub> e 42%. P<sub>0</sub>, sendo P<sub>0</sub> a carga axial nominal) (Tavassoli *et al.*, 2015)

## 2.5.3.1 Índices de ductilidade, deformabilidade e dissipação de energia

A análise do comportamento das colunas de BA-GFRP-CC envolve a quantificação da sua dissipação de energia, ductilidade e deformabilidade. A ductilidade das colunas de BA-GFRP-CC pode ser quantificada pelo índice de ductilidade ( $\mu$ ), que corresponde à capacidade de deformação para além da fase elástica, relacionando o comportamento último com o comportamento plástico inicial, tanto para a curva carga vs. deslocamento

lateral ( $\mu_{\Delta}$ ), como para a curva momento vs. curvatura ( $\mu_{\phi}$ ) (Tavassoli et~al., 2015; Elshamandy et~al., 2018).

Nas colunas de BA com varões de aço, o fenômeno da cedência permite uma efetiva distinção entre os troços elástico e plástico. Para as colunas de BA-GFRP-CC, avalia-se a distinção entre o troço elástico e o troço inelástico, através do ponto de equivalência, denominado de deslocamento lateral de cedência virtual ( $\Delta_e$ ).

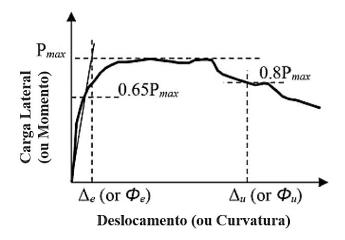


Figura 2.35 – Definição da curva idealizada (Elshamandy et al., 2018)

Para a obtenção de  $\Delta_e$ , de acordo com Elshamandy *et al.* (2018), deve-se fazer uso de uma reta secante ao troço elástico em relação ao ponto correspondente a 65% da carga máxima; enquanto que para a obtenção do ponto de deslocamento lateral último ( $\Delta_u$ ) se considera o carregamento lateral de decaimento para 80% da carga lateral máxima, como ilustra a Figura 2.35.

As equações abaixo, definem o cálculo dos referidos índices para colunas com armadura em aço e GFRP, nomeadamente o índice de ductilidade de deslocamento [equação (2.5)] e o índice de ductilidade de curvatura [equação (2.6)],

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_v} (\text{aço}) = \frac{\Delta_u}{\Delta_e} (\text{GFRP})$$
 (2.5)

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{u}}{\phi_{v}} (\text{aço}) = \frac{\phi_{u}}{\phi_{e}} (\text{GFRP})$$
(2.6)

em que,

 $\Delta_{v}$ : deslocamento lateral relacionado com a cedência do aço;

 $\Delta_u$ : deslocamento lateral relacionado com a carga correspondente a 80% da carga máxima;

 $\phi_{\nu}$ : curvatura relacionada com a cedência do aço;

 $\phi_u$ : curvatura relacionada com a carga correspondente a 80% da carga máxima;

 $\phi_e$ : curvatura de cedência virtual para colunas com varões FRP.

No estudo de Elshamandy *et al.* (2018), o aumento de de 0,48% para 0,89% resultou num aumento do índice  $\mu_{\Delta}$  de 38%; contudo, o índice  $\mu_{\phi}$  diminuiu 3%. Os autores não apresentaram uma explicação para este último resultado.

Ainda no que concerne à quantificação da ductilidade, torna-se possível o cálculo da taxa de ductilidade de deslocamento acumulada ( $N_{80}$ ) e o indicador de dano de trabalho ( $W_{80}$ ) até à capacidade de carga de 80% da carga máxima, como ilustrado na Figura 2.36. Segundo Tavassoli e Sheikh (2017),  $N_{80}$  representa o nível de deformação na fase inelástica da secção ou elemento, enquanto que  $W_{80}$  indica o nível de energia dissipada pela secção ou elemento estrutural.

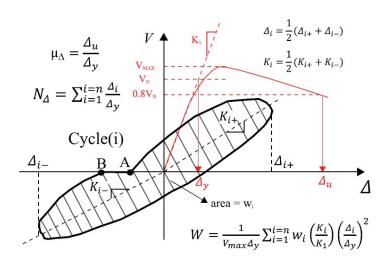


Figura 2.36 – Definição dos parâmetros de ductilidade e do indicador de dano (Tavassoli e Sheikh, 2017)

No estudo realizado por Tavassoli *et al.* (2015), a diminuição do espaçamento da armadura transversal de 160 mm ( $\rho_t = 1,01\%$ ) para 50 mm ( $\rho_t = 1,85\%$ ) resultou num aumento de 390% no valor de  $N_{80}$  e num aumento de 850% no valor de  $W_{80}$ , como se ilustra na Figura 2.37 e na Figura 2.38, respetivamente.

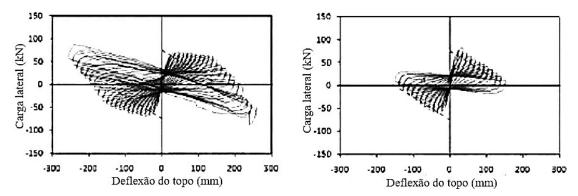


Figura 2.37 – Comparação entre curvas histeréticas carga lateral vs. deflexão de colunas com maior (à esquerda) e menor (à direita) valor de taxa de armadura transversal (Tavassoli *et al.*, 2015)

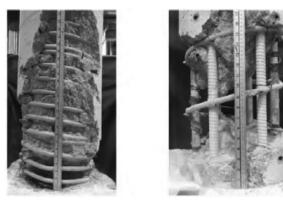


Figura 2.38 – Diferença do dano na região da rótula inelástica para a coluna com armadura transversal em espiral com maior (à esquerda) e menor (à direita) valor de espaçamento entre cintras (Tavassoli *et al.*, 2015)

A deformabilidade dos elementos estruturais (Deng *et al.*, 2018) pode ser quantificada através do índice de deformabilidade ( $J_{\Delta}$ ), descrito pelas equações (2.7) a (2.9),

$$J_{\Delta} = S_J \cdot D_J \tag{2.7}$$

$$S_J = \frac{F_u}{F_c} \tag{2.8}$$

$$D_J = \frac{\Delta_u}{\Delta_c} \tag{2.9}$$

em que,

 $F_u$ : força lateral última;

 $F_c$ : força lateral para uma extensão de compressão do betão na fibra mais externa de 0,001;

 $\Delta_c$ : deslocamento lateral para uma extensão de compressão do betão na fibra mais externa de 0.001;

SJ: coeficiente de resistência;

D<sub>J</sub>: coeficiente de ductilidade.

O valor do índice de deformabilidade é diretamente influenciado pelo valor de  $\rho_t$  e pelo nível de carga axial. No estudo de Deng *et al.* (2018), o aumento de 100% de  $\rho_t$  resultou num aumento de 45% no valor de  $J_{\Delta}$ ; e a diminuição de 52% no nível da carga axial promoveu o aumento de 11% no valor de  $J_{\Delta}$ . Estes incrementos na deformabilidade das colunas ocorreram em virtude do aumento do confinamento do núcleo de betão, no caso do aumento da  $\rho_t$ , e do incremento da área de betão tracionada (e, consequentemente, fissurada), em relação à redução do nível de solicitação axial.

Quanto à influência do material da armadura, ainda no estudo de Deng *et al.* (2018), o valor do índice de deformabilidade foi superior em 65% numa coluna de betão com varões de aço do que numa coluna de BA-FRP-CC, como as mesmas características geométricas e de armadura longitudinal e transversal; tal deveu-se, naturalmente, à maior plasticidade e ao efeito da cedência nos varões de aço.

A deformabilidade também pode ser quantificada pela curvatura e momentos fletores resistentes, por meio do fator de deformabilidade  $(J_{\phi})$ , definido pela Equação (2.10) (Elshamandy *et al.*, 2018),

$$J_{\phi} = \frac{M_u}{M_c} \cdot \frac{\phi_u}{\phi_c} \tag{2.10}$$

em que,

 $M_u$ : momento fletor último;

 $M_c$ : momento fletor de "serviço" para uma extensão de 0,001 do betão comprimido;

 $\phi_u$ : curvatura última;

 $\phi_c$ : curvatura de "serviço" para uma extensão de 0,001 do betão comprimido.

Em virtude do elevado nível de extensão máxima dos varões de GFRP, Elshamandy *et al.* (2018) propuseram uma modificação da definição do fator de deformabilidade quanto à extensão de serviço de 0,001 para 0,0035 ( $J_{\phi-0,0035}$ ). Os resultados mostraram que o

aumento do nível de carga axial de 20% para 40% diminuiu o índice  $J_{\phi-0,0035}$  em 36%; enquanto que o aumento de  $\rho_t$  de 0,48% para 0,89% resultou num incremento de  $J_{\phi-0,0035}$  de 50%. O incremento da carga axial resultou num aumento da área de betão comprimido e, consequentemente, na redução da deformação da armadura de GFRP sob tracção e da capacidade de deformação; contudo, com o aumento de  $\rho_t$ , a atividade de confinamento das cintas de GFRP incrementou a extensão axial resistente do núcleo de betão e, como consequência, retardou a rotura da coluna.

No que concerne à quantificação da capacidade de dissipação de energia, Deng *et al.* (2018) utilizaram o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente ( $h_e$ ), em que se calcula a área interior do laço histerético, por meio da equação (2.11), como ilustrado na Figura 2.39. Quanto maior o valor deste coeficiente, maior será a capacidade de dissipação de energia.



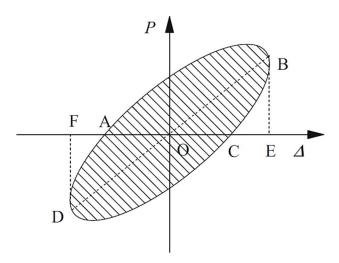


Figura 2.39 – Diagrama esquemático para o cálculo de  $h_e$  (Deng et al., 2018)

No estudo de Deng *et al.* (2018), o valor de  $h_e$  para a coluna de betão com varões de aço foi maior para todos os *drifts* do que para a coluna de BA-GFRP-CC, como mostra a Figura 2.40.

Esta maior dissipação de energia ocorre em virtude da cedência do aço, que imprime elevada plasticidade ao comportamento resistente do elemento estrutural, seguindo-se o contributo do destacamento do betão de recobrimento e da fissuração. Nota-se, também, que há um aumento do coeficiente  $h_e$  para os últimos deslocamentos nas colunas de BA-

GFRP-CC, em virtude da rotura dos varões de GFRP sob compressão e do esmagamento do núcleo de betão comprimido.

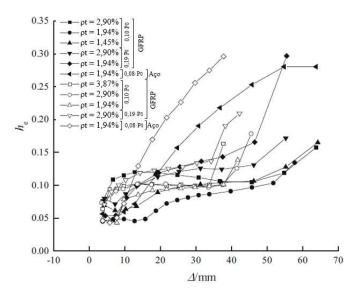


Figura 2.40 – Relação entre o he e o deslocamento (Deng et al., 2018)

Um dos parâmetros de grande relevância na quantificação da dissipação de energia consiste na soma cumulativa da energia dissipada por cada ciclo (a área circunscrita no laço histerético da Figura 2.39) até ao fim do comportamento da coluna de BA-GFRP-CC. O fator de dissipação de energia acumulada ( $E_{acc}$ ) durante todo o teste até à rotura é definido pela equação (2.12), em que  $E_i$  é a energia dissipada em cada ciclo de carga,

$$E_{iacc} = \sum_{1}^{i} E_{i} \tag{2.12}$$

No estudo de Elshamandy *et al.* (2018), a energia total dissipada pelas colunas de betão com varões de aço foi maior do que a da coluna de BA-GFRP-CC, para uma mesma rigidez axial da armadura ( $A_f E_f$ ), como se mostra na Figura 2.41. Isto deveu-se ao comportamento plástico associado ao fenômeno da cedência; contudo, na coluna de BA-GFRP-CC, nos últimos *drifts*, houve um incremento da energia dissipada por conta da rotura dos varões de GFRP sob compressão. Quanto à influência da diminuição do espaçamento entre as cintas de GFRP (s), nota-se que houve um aumento considerável de dissipação de energia para a coluna com maior  $\rho_t$  (menor s), em virtude do mais eficiente confinamento do núcleo de betão.

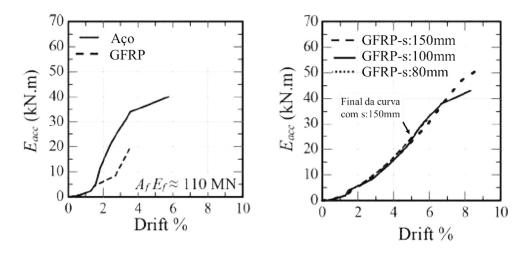


Figura 2.41 – Curvas de  $E_{acc}$  vs. drift das colunas com armadura de diferentes materiais (à esquerda) e com diferentes  $\rho_t$  para as colunas de BA-GFRP-CC (adaptado de Elshamandy et al., 2018)

#### 2.5.4 Sumário

Os estudos de colunas de BA-GFRP-CC realizados até à data são limitados em número, sobretudo face à relevância deste tipo de solicitações em elementos estruturais utilizados em zonas de elevada atividade sísmica. Por conta disto, torna-se imperioso o avanço das pesquisas relacionadas com a avaliação do comportamento resistente de colunas de BA-GFRP-CC, a partir da variação de parâmetros que influenciem diretamente a sua ductilidade. O parâmetro que promove, com mais eficiência, a dissipação de energia nas colunas de BA-FRP-CC é a taxa de armadura transversal, pois o seu aumento (redução do espaçamento entre as cintas) resulta no melhoramento do confinamento do núcleo de betão e das características de resistência à compressão desse betão.

As colunas de BA-GFRP-CC estudadas anteriormente mostram que a maior dissipação de energia ocorre nos *drifts* mais extremos, em virtude da fissuração, do destacamento do betão de recobrimento e da rotura dos materiais (varões de GFRP comprimidos e núcleo de betão confinado). Assim, diferentemente das colunas de BA com varões de aço, em que há uma maior participação da armadura na dissipação de energia, as armaduras de GFRP não contribuem para as deformações permanentes das colunas de BA-GFRP-CC, até à rotura. Contudo, até esse momento, contribuem para o recentramento das colunas, por permanecerem em regime elástico. Neste contexto, parece ser interessante a combinação dos varões de GFRP com um material mais dúctil e com comportamento plástico que, atuando em conjunto com os varões de GFRP, promova uma maior dissipação de energia com laços histeréticos mais alargados; tal abordagem poderá

consistir, por exemplo, na montagem de uma armadura hibridizada com dois materiais, tais como o GFRP e um material metálico<sup>3</sup>. Esta abordagem foi avaliada na presente tese.

## 2.6 Colunas de betão com armadura híbrida (FRP + aço)

### 2.6.1 Considerações gerais

A construção de elementos estruturais de betão com armadura híbrida, combinando varões de FRP e de aço carbono (BA-FRP/A), foi anteriormente proposta em face da necessidade de superar as características desvantajosas intrínsecas aos materiais daquelas armaduras, tais como (i) a reduzida durabilidade dos varões de aço carbono em ambientes agressivos e (ii) o comportamento elástico-linear e o reduzido módulo de elasticidade (com fibras de vidro) dos varões de FRP. Neste caso, a montagem mais utilizada deste tipo de armadura hibridizada consiste na disposição dos varões de FRP em uma camada mais externa e dos varões de A numa camada mais interna, visando garantir a durabilidade, aumentar a ductilidade e a dissipação de energia (Aiello e Ombres, 2002; Nehdi e Said, 2005).

Em termos estruturais, a utilização de uma armadura hibridizada com varões de A e de FRP seria mais eficiente através de uma disposição em camada única; contudo, para uma pormenorização desse tipo, os varões de A seriam mais rapidamente expostos aos agentes agressivos do ambiente. Neste contexto, surge a possibilidade da utilização de varões de aço inoxidável (SS) em substituição do aço carbono, em virtude de apresentarem um módulo de elasticidade semelhante e elevado comportamento plástico, ainda que não apresentem um fenômeno de cedência como os varões de A.

Nas secções seguintes, serão apresentados estudos sobre o comportamento de elementos estruturais de BA-FRP/A quanto à resistência pré- e pós-pico de carga, aos modos de rotura, às características em serviço (deformação e fissuração), à ductilidade e às características de dimensionamento. Não foram encontrados, na literatura técnica, estudos experimentais sobre elementos estruturais de betão com armadura híbrida, combinando varões de FRP e de SS (BA-FRP/SS). Sendo assim, a revisão da literatura centra-se nos estudos experimentais com elementos estruturais de BA-FRP/A, por permitirem uma

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Para garantir a durabilidade das colunas de betão com armadura hibridizada em ambientes agressivos (nos quais o GFRP apresenta total resistência a corrosão), deve ser considerada a hibridização da armadura de GFRP com varões metálicos não corrosivos (isto é, aço inoxidável).

compreensão comparativa (pelo menos qualitativa) em relação ao comportamento potencial dos elementos estruturais de BA-FRP/SS.

#### 2.6.2 Caraterísticas de resistência e mecanismos de rotura

### 2.6.2.1 Considerações preliminares

O desempenho resistente e em serviço de elementos estruturais de BA-FRP/A é intermediário quanto ao comportamento dos elementos estruturais de BA com varões de A e com varões de FRP, como se ilustra na Figura 2.42. Ge *et al.* (2015) construíram vigas de BA-A (S1), BA-FRP (F1) e BA-FRP/A com três valores diferentes de  $\rho_l$  total (somatório da  $\rho_l$  do A e do FRP – FS1, FS2 e FS3), em que esta taxa aumentou da viga FS1 para a viga FS3. O comportamento pré- e pós-pico de carga destas três vigas foi intermédio entre os comportamentos das vigas S1 (A) e F1 (FRP), em termos de rigidez, de ductilidade e de decaimento da resistência no pós-pico.

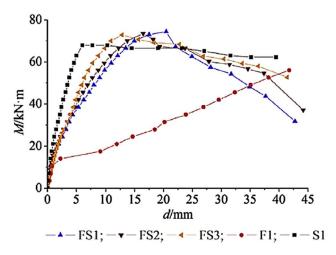


Figura 2.42 – Comparação das curvas momento *vs.* deslocamento de vigas de betão com varões de A (S1), com varões de FRP (F1) e com armadura híbrida A-FRP (FS1, FS2 e FS3) sob carga monotónica (Ge *et al.*, 2015)

## 2.6.2.2 Descrição do comportamento resistente

O comportamento resistente de vigas de BA-FRP/A sujeitas à flexão, segundo Nguyen *et al.* (2020), pode ser dividido em três ou quatro estágios, como se mostra na Figura 2.43, dependendo da taxa de armadura longitudinal dos materiais:  $1^{\circ}$  estágio – estágio de préfissuração (elástico);  $2^{\circ}$  estágio – estágio que ocorre depois da fissuração do betão e antes da cedência dos varões de A;  $3^{\circ}$  estágio – estágio pós-cedência dos varões de A até ao pico de carga; e  $4^{\circ}$  estágio – estágio de rotura (pós-pico de carga).

No primeiro estágio, os elementos estruturais de BA-FRP/A comportam-se elasticamente, apresentando uma relação linear entre os valores de carga e deflexão. A partir do segundo estágio, após a fissuração do betão, a rigidez dos elementos estruturais diminui, as deflexões crescem rapidamente e a relação entre os valores de carga e deflexão é quase linear até ao ponto de cedência dos varões de aço. Relativamente ao terceiro estágio, após o ponto de cedência, a rigidez e a deflexão continuam a diminuir e crescer, respectivamente. No fim do terceiro estágio, caso a armadura de GFRP tracionada ou a fibra mais externa de betão comprimido atinjam o correspondente valor resistente (do material), então o elemento estrutural sofre a rotura. De acordo com Nguyen *et al.* (2020), as vigas com secção subarmada apresentam apenas três estágios (viga V3 da Figura 2.43), enquanto que as vigas de BA-FRP/A com secção superarmada (viga V1 da Figura 2.43) apresentam um quarto estágio, que é caracterizado pelo troço descendente na curva cargadeflexão. Neste estágio, estes elementos estruturais apresentam um aumento na deflexão em concomitância a uma redução na capacidade de carga, resultando na manutenção de uma resistência residual.

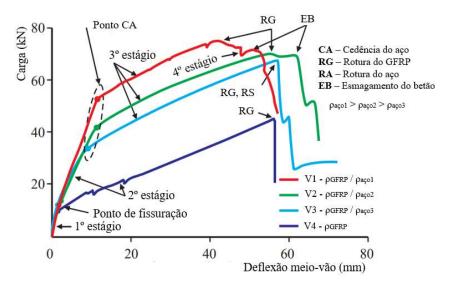


Figura 2.43 – Curvas carga vs. deflexão de vigas de BA-FRP/A com mesma  $\rho_l$  de GFRP e diferentes  $\rho_l$  de aço (adaptado de Nguyen et~al., 2020)

No que concerne à fase de pós-pico de carga, os elementos estruturais de BA-FRP/A apresentam um bom comportamento, materializado por uma menor redução e uma maior sustentação da carga resistente, por comparação com elementos estruturais de BA-FRP. Isto é possível pela atividade plástica dos varões de A, devido ao fenômeno da cedência (Nehdi e Said, 2005; Ge *et al.*, 2015), que resulta também no aumento da ductilidade (Aiello e Ombres, 2002).

Nos estudos realizados em vigas de BA-FRP/A sob carga monotónica, estas apresentaram, de forma geral, um modo de rotura com esmagamento do betão comprimido e, dependendo da taxa de armadura hibridizada, rotura dos varões de FRP, tendo os varões de A atingido a tensão de cedência (Aiello e Ombres, 2002; Nehdi e Said, 2005; Qu et al., 2009; Nguyen et al., 2020). Num estudo realizado numa ligação vigacoluna de BA-FRP/A sob carregamento cíclico, o modo de rotura consistiu no esmagamento do betão comprimido, na rotura dos varões de FRP (provavelmente sob compressão) e no escorregamento dos varões de FRP na zona de ligação, tendo-se atingido a tensão de cedência dos varões de A (Nehdi e Said, 2005). Em colunas de BA-FRP-A sob carga cíclica, o modo de rotura ocorreu com destacamento do recobrimento, após o varão de A atingir a tensão de cedência, seguindo-se a rotura dos varões de FRP sob compressão e, por fim, a rotura do núcleo de betão confinado (Yuan et al., 2018).

No estudo de Nehdi e Said (2005) numa ligação viga-coluna de BA-FRP/A sob carga cíclica [ $\rho_{eff,E} = 0.014$ , em que  $\rho_{eff,E}$  é a taxa de armadura longitudinal efetiva do elemento estrutural de BA-FRP/A, determinada a partir dos módulos de elasticidade dos varões de A e de FRP e calculada com a equação (2.13)], o alargamento dos laços histeréticos foi 1,5 vezes superior em termos de  $E_{acc}$  em relação à ligação de BA-FRP ( $\rho_f = 0.012$ , em que  $\rho_f$  é a taxa de armadura longitudinal de FRP), como mostra na Figura 2.44. Na ligação de BA apenas com varões de A ( $\rho_s = 0.012$ , em que  $\rho_s$  é a taxa de armadura longitudinal de A), o valor de  $E_{acc}$  foi 4 vezes superior ao da ligação de BA-FRP.

$$\rho_{eff,E} = \rho_s + \frac{E_f \cdot \rho_f}{E_s} \tag{2.13}$$

em que,

 $E_f$ : módulo de elasticidade longitudinal do varão de FRP;

 $E_s$ : módulo de elasticidade longitudinal do varão de A.

Assim, a ligação de BA-FRP/A apresentou um comportamento intermédio quanto à dissipação de energia. Na ligação de BA-FRP/A, o escorregamento dos varões de FRP resultou numa menor carga resistente e numa maior deformação permanente para os últimos laços histeréticos, como mostrado na Figura 2.44.

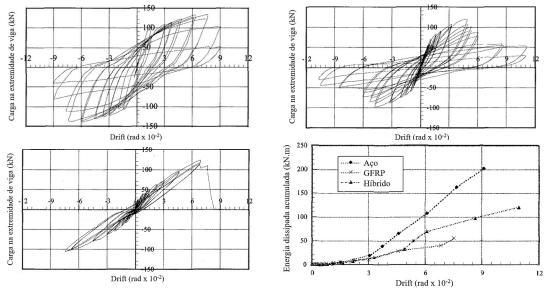


Figura 2.44 – Laços histeréticos das colunas de betão com armadura de A (à esquerda acima), de FRP (à esquerda abaixo) e híbrida com varões de A e de FRP (à direita acima); e curvas de energias dissipadas acumuladas das colunas estudadas (à direita abaixo) (adaptado de Nehdi e Said, 2005)

Aiello e Ombres (2002) estudaram o comportamento de vigas retangulares de BA-FRP/A (A1, A2, A3 e C1, em que  $\rho_{eff,E,A1} = 0.004$ ;  $\rho_{eff,E,A2} = 0.046$ ;  $\rho_{eff,E,A3} = 0.0095$ ;  $\rho_{eff,E,C1} = 0.004$ ), BA-FRP (B2, em que  $\rho_{f,B2} = 0.0033$ ) e BA-A (B1 em que  $\rho_{A,B1} = 0.0086$ ) sob carregamento monotónico, sendo  $E_f = 50$  GPa. Os resultados mostraram que nas vigas de BA-FRP/A o espaçamento entre as fissuras diminuiu em comparação com a viga de BA-FRP, como se ilustra na Figura 2.45.

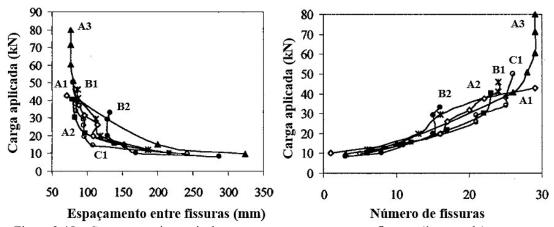


Figura 2.45 – Curvas experimentais de carga *vs.* espaçamento entre fissuras (à esquerda) e carga *vs.* número de fissuras (à direita) das vigas de BA (adaptado de Aiello e Ombres, 2002)

Este comportamento deveu-se provavelmente à maior resistência de aderência dos varões de A (com superficie nervurada), visto que os varões de FRP apresentavam um acabamento superficial com areia ou com helicoides, que terá limitado a aderência varãobetão. Ainda quanto à fissuração, o número de fissuras para as vigas BA-FRP/A foi superior em comparação à viga de BA-FRP, como se mostra na Figura 2.45, evidenciando

o aumento da deformabilidade por conta do comportamento plástico dos varões de A (Nguyen *et al.*, 2020). Relativamente à variação da  $\rho_{eff,E}$ , a viga de BA-FRP/A com elevado valor deste parâmetro (vigas A3) apresentou diminuição do espaçamento entre fissuras e aumento do número de fissuras, para cargas elevadas, em virtude do aumento da tensão de aderência para elevados valores de área de armadura longitudinal (Nguyen *et al.*, 2020).

Faz-se menção ao estudo realizado por Yuan et al. (2018) em duas colunas de BA-FRP/A com diferentes betões na região da rótula, ou seja, uma coluna com um betão convencional e outra com um betão compósito cimentício (ECC, do inglês Engineered Cementitious Composite), que consiste num compósito à base de cimento reforçado com fibras de álcool polivinílico (PVA, do inglês Polynivyl Alcohol) de elevado desempenho (comportamento dúctil à tracção com desenvolvimento controlado de fissuração) (Figura 2.46).

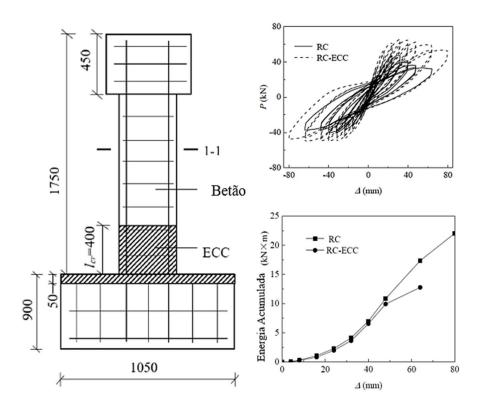


Figura 2.46 – Detalhes da coluna de BA-FRP-A (à esquerda, em mm), comparação das curvas histeréticas (à direita acima) e da energia dissipada acumulada (à direita abaixo) para os diferentes betões da região da rótula (Yuan *et al.*, 2018)

As colunas ensaiadas por Yuan *et al.* (2018) apresentavam as seguintes características: dimensões  $250 \times 250 \times 1750 \text{ mm}^3$ ;  $\rho_s = \rho_f = 1,29\%$  e a presença de varões transversais nas extremidades dos varões de FRP, a fim de aumentar a aderência. Por comparação com a

coluna com betão convencional, a coluna com ECC na base apresentou um desempenho superior em termos de resistência (40%), de ductilidade (73%) e de energia dissipada acumulada (72%), como ilustra a Figura 2.46.

# 2.6.3 Parâmetros que influenciam o comportamento resistente

Um elemento estrutural de BA-FRP sujeito à flexão deverá ser dimensionado com uma taxa de armadura ( $\rho$ ) superior à taxa de armadura balanceada; tal garante que a rotura ocorre pelo esmagamento do betão, permitindo o desenvolvimento de deformações inelásticas e permanentes no elemento estrutural e, consequentemente, uma maior ductilidade comparativamente à que se obteria caso o modo de rotura fosse pelos varões de FRP tracionados. Neste sentido, por conta do reduzido módulo de elasticidade dos varões de GFRP, considera-se o estado limite de serviço como a condição de projeto mais relevante, em virtude do elevado valor das deflexões que as vigas de BA-GFRP poderão apresentar (e, também, a maior abertura de fendas).

Com a hibridização da armadura com varões de A, recomenda-se o dimensionamento subarmado com relação à taxa de armadura efetiva balanceada ( $\rho_{eff,b}$ ), calculada pela equação (2.14), caracterizado pelo esmagamento do betão, seguido da rotura dos varões de FRP. A adição dos varões de A resultará no aumento da ductilidade, devido à cedência do aço, e no aumento da resistência, devido à participação dos varões de A e de FRP (Aiello e Ombres, 2002). A taxa de armadura balanceada ( $\rho_b$ ) para um elemento estrutural de BA-FRP (ACI 440.1R-15, 2015) pode ser obtida pela equação (2.15),

$$\rho_{eff,b} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}}$$
(2.14)

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_{fu}} \cdot \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{f_{fu} + E_f \cdot \varepsilon_{cu}}$$
(2.15)

em que,

 $f_c$ : resistência do betão à compressão;

 $f_{fu}$ : resistência última do varão de FRP à tracção;

 $\varepsilon_{\nu}$ : extensão axial de cedência dos varões de aço;

 $\varepsilon_{cu}$ : extensão axial última do betão à compressão;

 $\beta_l$ : relação entre a profundidade do retângulo equivalente de distribuição de tensão à compressão do betão e a profundidade da linha neutra.

Os principais parâmetros que influenciam o comportamento resistente dos elementos estruturais de BA-FRP/A estão relacionados com a participação dos materiais que compõem a armadura longitudinal, bem como as suas áreas e propriedades mecânicas. A partir destas áreas e propriedades, torna-se possível criar relações paramétricas que permitam uma eficiente quantificação do comportamento resistente daqueles elementos. As possíveis relações entre as características dos materiais constituintes de elementos estruturais de BA-FRP/A são descritas pelas equações (2.16) a (2.19) que se seguem, bem como pelas equações (2.13) e (2.14) (Aiello e Ombres, 2002; Qu *et al.*, 2009),

$$\rho_r = \frac{A_f}{A_r} \tag{2.16}$$

$$\rho_{tot} = \rho_s + \rho_f \tag{2.17}$$

$$\rho_{eff,s} = \rho_s + \frac{f_{fu} \cdot \rho_f}{f_y} \tag{2.18}$$

$$R_f = \frac{E_f \cdot A_f}{E_s \cdot A_s} \tag{2.19}$$

em que,

 $\rho_r$ : taxa de armadura longitudinal relativa entre as áreas de aço e de FRP;

 $\rho_{tot}$ : taxa de armadura longitudinal total;

 $\rho_{eff,s}$ : taxa de armadura longitudinal efetiva do elemento estrutural de BA-FRP/A, a partir das resistência à tracção dos varões de aço e de FRP;

 $R_f$ : taxa de rigidez axial;

 $A_s$ : área da armadura longitudinal de A;

 $f_y$ : tensão de cedência do varão de aço.

No estudo de Qu *et al.* (2009), foram construídas vigas de BA-FRP/A sujeitas à flexão; deste estudo, é de destacar a viga B7, com 113,04 mm<sup>2</sup> (A) + 141,69 mm<sup>2</sup> (FRP), e a viga B8, com 1205,76 mm<sup>2</sup> (A) + 396,91 mm<sup>2</sup> (FRP), resultando em  $R_{f-B7} = 0,236$  e  $R_f$ 

 $_{B8}$  = 0,067, e em  $\rho_{eff-B7}$  = 0,35 e  $\rho_{eff-B8}$  = 3,49, em que  $E_{f-B7}$  = 37,7 GPa e  $E_{f-B8}$  = 41,0 GPa. Os resultados mostraram que existe uma correlação direta e inversa da resistência dos elementos estruturais de BA-FRP/A com os valores de  $\rho_{eff}$  e  $R_f$ , respectivamente. Isto pode ser analisado nas curvas experimentais da Figura 2.47, em que a viga B8 apresentou uma resistência 168% superior à resistência da viga B7, com concordância direta com o  $\rho_{eff}$  ( $\rho_{eff-B8}$  é 897% superior a  $\rho_{eff-B7}$ ) e inversa com o  $R_f$  ( $R_{f-B8}$  é 71% inferior a  $R_{f-B7}$ ).

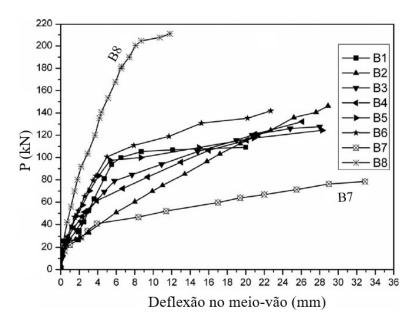


Figura 2.47 – Curvas força (P) vs. deflexão das vigas de BA-FRP/A ensaiadas por Qu *et al.* (2009), com destaque para as vigas B7 e B8

Por outro lado, a taxa  $\rho_{eff}$  é um parâmetro adequado para garantir um comportamento dúctil, assegurando a cedência dos varões de A (Qu *et al.*, 2009). Contudo, para além de  $\rho_{eff}$ , no estudo de Ge *et al.* (2015), os resultados experimentais mostraram uma concordância direta com o parâmetro  $\rho_r$  e uma concordância inversa com o parâmetro  $\rho_{tot}$ . Isto mostra que a utilização de parâmetros relativos, em termos de propriedades mecânicas ou áreas dos varões da armadura hibridizada, é mais eficiente e preciso, quanto à avaliação do comportamento dos elementos estruturais de BA-FRP/A, do que a simples consideração do somatório das taxas de armaduras dos varões.

No estudo de Aiello e Ombres (2002), sobre o comportamento de vigas de BA-FRP/A, a partir da análise das curvas momento vs. curvatura (Figura 2.48), verificou-se que a rigidez apresenta uma melhor concordância com os valores de  $\rho_{eff}$  do que com os valores de  $\rho_r$ , ou seja, quanto maior é  $\rho_{eff}$  maior é a rigidez.

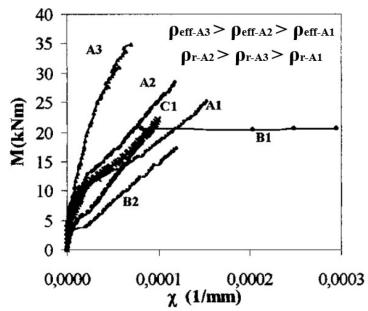


Figura 2.48 – Curvas momento vs. curvatura das vigas ensaiadas por Aiello e Ombres (2002) com destaque para as vigas A3, A2 e A1

#### 2.6.3.1 Discussão

Os estudos já realizados mostram que a hibridização da armadura interna de elementos estruturais de BA-FRP/A é uma abordagem que, de forma consistente, permite melhorar o comportamento resistente de elementos estruturais de BA apenas com varões de FRP, em termos de capacidade resistente, rigidez, ductilidade, capacidade de dissipação de energia e distribuição de fissuras.

A utilização de armadura híbrida surge da necessidade (i) de melhorar a ductilidade de elementos estruturais de betão com varões de FRP; e (ii) de aumentar a durabilidade de elementos estruturais de betão com varões de A. De entre as diversas formas de pormenorização da armadura hibridizada, destaca-se que a disposição dos varões em mais de uma camada (armadura de aço mais interna e armadura de FRP mais próxima da superfície), ainda que desenvolva uma aparente barreira para a ação corrosiva, envolve algumas desvantagens, nomeadamente as seguintes: (i) dificuldade prática na montagem da armadura em mais de uma camada; (ii) menor participação mecânica dos varões de A, por estarem submetidos a menores extensões axiais do que os varões de FRP; (iii) necessidade de aumentar o recobrimento dos varões de A em ambas as direções vertical e horizontal da secção transversal, o que, do ponto de vista construtivo, é difícil; (iv) diminuição do momento resistente, visto que a altura útil da secção vincula-se ao centro de massa da armadura disposta em camadas. Caso a pormenorização seja efectuada

apenas numa camada, a hibridização torna-se injustificável, visto que o problema da durabilidade permanece inalterado.

Tendo em conta tais dificuldades, evidencia-se a possibilidade da hibridização dos elementos estruturais de betão com varões de FRP e varões de aço inoxidável (SS, do inglês *stainless steel*) (BA-FRP/SS), em virtude das características não corrosivas do SS e da semelhança entre as suas características mecânicas resistentes (nos principais aspectos) e as do A, principalmente, no que se refere à ductilidade. Esta hibridização possibilitará uma pormenorização em camada única, permitindo tirar partido, de uma forma mais racional, das características dos dois materiais, resultando em elementos estruturais com melhores características resistentes, quanto à resistência, à ductilidade e à dissipação de energia, mas também ao desempenho em serviço e à durabilidade. Como inconveniente, salienta-se o facto de os varões de SS serem mais caros do que os varões em aço carbono.

A quantidade de trabalhos acadêmicos sobre elementos estruturais de BA-FRP/SS é limitada. Estas poucas pesquisas serão explanadas na secção seguinte.

#### 2.6.4 Elementos estruturais de BA-FRP/SS

## 2.6.4.1 Características gerais do SS

O SS é uma liga de aço que contém crômio, num valor mínimo normalizado de 10,5% (Markeset *et al.*, 2006). O uso de varões de SS como armadura interna ganha destaque, devido à sua elevada resistência aos agentes agressivos, conferida pela proteção passiva produzida pelo crômio, que ainda pode ser melhorada com a adição de outros componentes químicos, como o níquel, o molibdênio e o nitrogênio (Markeset *et al.*, 2006; Gaztelumendi, 2013; Rabi *et al.*, 2019). Ainda que o custo inicial dos varões de SS em comparação aos varões de A seja até 8 vezes superior, este material pode permitir uma destacada redução dos custos de manutenção em até 50%, especialmente em pontes e estruturas marítimas, com uma vida útil de projecto de 75-100 anos (Castro *et al.*, 2003; Rabi *et al.*, 2019).

Para além das características referidas, o SS apresenta boa formabilidade, reciclabilidade e diferentes características mecânicas dos varões de A (Rabi *et al.*, 2019). De entre estas características, destaca-se: (i) o reduzido limite de proporcionalidade; (ii) a inexistência de um patamar de tensão de cedência; (iii) um comportamento plástico caracterizado pela

tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%, isto é, uma tensão análoga à tensão de cedência nos varões de A; e (iv) elevada ductilidade (Rasmussen, 2003; Rabi *et al.*, 2019).

As principais categorias do SS são organizadas, de acordo com a sua composição química ou estrutura metalográfica, em: (i) austenítico; (ii) ferrítico; (iii) austenítico-ferrítico (duplex); e (iv) martensítico (Markeset *et al.*, 2006; Gaztelumendi, 2013). O SS austenítico e o SS duplex são os mais comumente utilizados nas estruturas de betão como armadura interna (Rabi *et al.*, 2019), em que o SS austenítico consiste em 16-26% de crômio e 6-12% de níquel (Gaztelumendi, 2013).

Os diferentes tipos de SS são classificados de acordo com os códigos normativos, como por exemplo, a norma EN 10088-1 (2005) (Europa) e a norma ASTM A955 (2009) (EUA), descritos na Tabela 2.2.

Na classificação europeia, quanto à numeração, o primeiro número denota um aço, os dois números seguintes referem-se a um grupo de SS e os dois últimos números representam a identificação individual do material; quanto ao nome, a letra "X" denota um aço de alta liga, o número (a seguir) a percentagem de carbono e as demais sílabas representam os símbolos químicos dos principais componentes da liga, com suas respectivas percentagens (Markeset *et al.*, 2006).

Tabela 2.2 – Classificação dos diferentes tipos de SS de acordo com normas internacionais

Tine de SS		AISI/ASTM			
Tipo de SS	Número	Nome	AISI/AST WI		
Austenítico	1.4301	X5CrNi18-10	304		
	1.4401	X5CrNiMo17-12-2	316		
	1.4429	X2CrNiMoN17-13-3	316LN		
	1.4436	X5CrNiMo17-12-2	316		
	1.4471	X6CrNiMoTi17-12-2	316Ti		
Duplex	1.4462	X2CrNiMoN22-5-3	-		
	1.4429 1.4436 1.4471	X2CrNiMoN17-13-3 X5CrNiMo17-12-2 X6CrNiMoTi17-12-2	316LN 316		

As características mecânicas dos varões de SS variam de acordo com as categorias relacionadas com a composição química, como mostra a Figura 2.49.

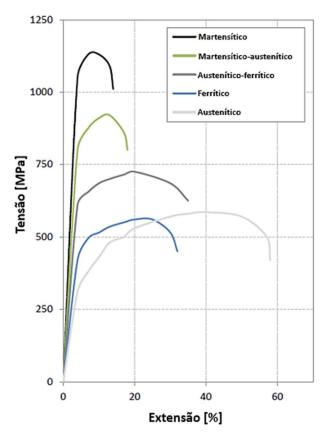


Figura 2.49 – Relação tensão vs. extensão dos diferentes tipos de SS (Gaztelumendi, 2013)

O comportamento não-linear dos varões de SS é definido segundo a curva de tensãoextensão de Ramberg-Osgood para o SS formado a frio, de acordo com a equação (2.20),

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_{ss}} + p \left(\frac{\sigma}{\sigma_p}\right)^n \tag{2.20}$$

em que,

 $E_{ss}$ : módulo de elasticidade longitudinal do SS;

p: extensão plástica relacionada com a tensão de prova, igual a 0,2%;

 $\sigma_p$ : tensão limite convencional de proporcionalidade ou tensão de cedência equivalente relativa à extensão plástica de 0,2%, ou seja,  $\sigma_{0,2}$ ;

$$n = \frac{ln(20)}{ln\left(\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_{0,01}}\right)}$$
: parâmetro que determina o formato da curva de tensão-deformação;

 $\sigma_{0,01}$ : tensão relacionada com a extensão axial de 0,01%.

Para colunas de BA-SS sob carga concêntrica axial, as curvas de Ramberg e Osgood (1943) apresentam boa concordância com os resultados experimentais, devido à reduzida extensão experimentada pelo betão sob compressão simples. Contudo, para elementos estruturais que são submetidos a solicitações de flexão, as curvas de Ramberg e Osgood (1943) apresentam elevada imprecisão, visto que as extensões sofridas pelos materiais são maiores que 0,2%. Assim, é necessário o uso da equação (2.21) para garantir uma boa concordância com o comportamento dos varões de SS com tensão acima de  $\sigma_{0,2}$ ,

$$\varepsilon = \frac{\sigma - \sigma_{0,2}}{E_{0,2}} + \varepsilon_u \left(\frac{\sigma - \sigma_{0,2}}{\sigma_u - \sigma_{0,2}}\right)^m + \varepsilon_{0,2}$$
(2.21)

em que,

$$E_{0,2} = \frac{E_0}{1 + 0.002 \cdot \frac{n}{e}}$$
: módulo de elasticidade a partir da extensão axial de 0,2%;

$$e = \frac{\sigma_{0,2}}{E_0}$$
 : tensão limite convencional de proporcionalidade adimensional;

 $\sigma_u$ : tensão última à tracção;

$$m=1+3.5\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_{u}}$$
.

A Figura 2.50 ilustra a utilização da formulação para as duas situações, ou seja, o primeiro troço quando  $\sigma \le \sigma_{0,2}$  e o segundo troço quando  $\sigma > \sigma_{0,2}$ .

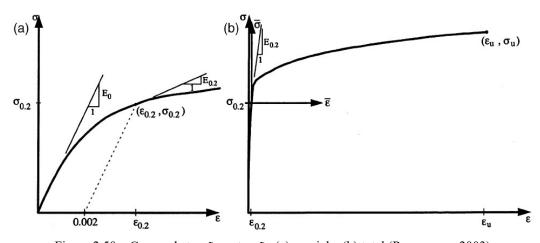


Figura 2.50 - Curvas de tensão-extensão (a) parcial e (b) total (Rasmussen, 2003)

#### 2.6.4.2 Pesquisas realizadas com elementos estruturais de BA-FRP/SS

As pesquisas realizadas em elementos estruturais de BA-FRP/SS são de índole numérica, com excepção de um estudo experimental sobre vigas de betão com uma especificidade elevada quanto à técnica construtiva utilizada (aderência e pré-esforço parciais), os quais serão descritos a seguir.

Tung e Campbell (2002) estudaram vigas de betão com armadura híbrida, nomeadamente cabos de CFRP e varões de SS. Neste estudo, os cabos de CFRP foram submetidos a um pré-esforço parcial; contudo, os cabos tinham aderência ao betão apenas num determinado comprimento nas extremidades, não tendo qualquer aderência na região central das vigas, a fim de reduzir a tensão máxima nos cabos de CFRP no ELU e com isso diminuir a possibilidade de roturas frágeis. Os varões de SS foram utilizados visando incrementar a ductilidade do sistema.

Neste estudo, os autores variaram a relação entre o máximo comprimento não-aderente dos cabos de CFRP ao betão (UB) e o comprimento livre das vigas (CS). Assim, foram construídas 5 vigas de betão com armadura hibridizada, em que os valores de UB/CS foram variados (0,05; 0,25; 0,45; 0,60 e 0,8). Não foi construída nenhuma viga de betão pré-esforçado apenas com cabos de CFRP ou apenas com varões de SS com a finalidade de comparação com as vigas de betão com armadura hibridizada. As vigas foram submetidas a um ensaio de flexão em 4 pontos de carga, tendo sido aplicados vários ciclos de carregamento e descarregamento. Não foi fornecida informação sobre o tipo de SS utilizado na pesquisa. As características mecânicas dos materiais usados foram as seguintes: (i) varões de SS –  $f_{ss0,2}$  = 443,2 MPa,  $\varepsilon_{ss0,2}$  = 0,00442,  $f_{ssu}$  = 720,6 MPa e  $\varepsilon_{ssu}$  = 0,419; (ii) Cabos de CFRP –  $f_{fu}$  = 2950 MPa,  $E_f$  = 172,5 GPa,  $\varepsilon_{fu}$  = 0,0156; em que,  $f_{ss0,2}$  é a tensão axial de cedência equivalente do varão de SS para uma extensão de 2‰;  $\varepsilon_{ss0,2}$  é a extensão axial de cedência equivalente do SS;  $f_{ssu}$  é a resistência última à tracção dos varões de SS;  $\varepsilon_{ssu}$  é a extensão axial última do SRP.

As vigas romperam pelo esmagamento do betão comprimido e, na viga com menor UB/CS, ocorreu rotura dos cabos de CFRP sob tracção. Em todas as vigas, os varões longitudinais de SS atingiram  $f_{ss0,2}$ . A carga relacionada com esta tensão foi reduzida com o aumento do comprimento não-aderente dos cabos de CFRP. As vigas apresentaram valores elevados de deformabilidade para todas as vigas de betão com armadura

hibridizada. Destaca-se, também, os alargados laços de carga-descarga em que fica evidenciada a influência dos varões de SS e o retorno no descarregamento para valores de extensões mais próximos da origem, como ilustra a Figura 2.51. A este efeito denomina-se de recentramento da carga resistente, que é muito presente nos elementos estruturais de BA com ligas superelásticas ou *Shape Memory Alloy* (SMA).

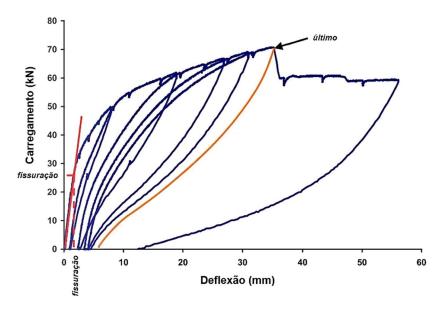


Figura 2.51 – Relação carga vs. deflexão a meio-vão para a viga com UB/CS = 0,8 durante o carregamento-descarregamento (Tung e Campbell, 2002)

Billah e Alam (2012) modelaram 3 colunas de betão, sob carregamento cíclico, com diferentes tipos de armadura hibridizada: SMA+A (SMA na região da rótula), SMA+FRP (SMA na região da rótula) e SS+FRP (SS na região da rótula). A hibridização da armadura decorreu da ligação da extremidade do varão de um tipo de material com a extremidade do varão de outro tipo de material, por meio de um acoplador. A conexão híbrida foi analisada experimentalmente, como ilustra a Figura 2.52, para posterior aplicação na calibração dos modelos numéricos no software *SeismoStruct*.

Os autores assumiram os comportamentos não-linear geométrico e não-linear físico para os modelos numéricos. Quanto à modelação dos materiais, (i) para o betão, utilizou-se um modelo de confinamento constante uniaxial não-linear; (ii) os varões de SS foram modelados com um modelo bilinear; e (iii) para os varões de FRP, aplicou-se o modelo de material elástico uniaxial simplificado com o mesmo módulo de elasticidade à tracção e à compressão, tendo sido adotada uma determinada lei *bond-slip* para a interface varão-betão.

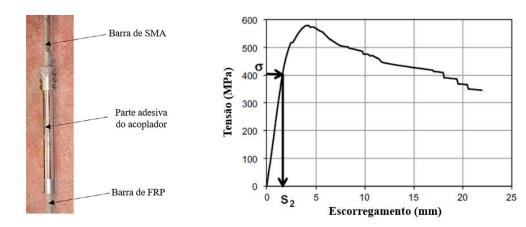


Figura 2.52 – Acoplador do tipo adesivo-mecânico para armadura híbrida SMA+FRP (à esquerda) e resultado do teste do acoplador (à direita) (Billah e Alam, 2012)

Os resultados mostraram que a coluna de BA-FRP/SS apresentou aumentos de ductilidade de 16% e de 93% em relação às colunas com armadura híbrida do tipo SMA+SS e SMA+FRP, respectivamente.

Youssef *et al.* (2017) simularam, no software *SeismoStruct*, o comportamento de pórticos de betão com armadura hibridizada (GFRP+SS) na região da ligação viga-pilar, como mostra a Figura 2.53.

Tal como no procedimento seguido por Billah e Alam, (2012), os autores analisaram a conexão híbrida para posterior calibração dos modelos numéricos. Sobre a modelação dos materiais, para o betão utilizou-se o modelo de confinamento constante não-linear uniaxial; enquanto que os varões de SS foram modelados assumindo um comportamento bilinear. Não foi descrito o modelo utilizado para os varões de GFRP (assume-se que elástico linear), nem a modelação da interface varão-betão.

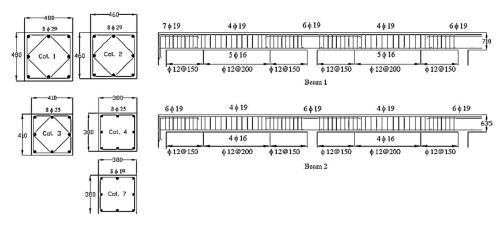


Figura 2.53 – Secção transversal das colunas e vigas dos pórticos estudados (Youssef *et al.*, 2017) Após a calibração dos modelos numéricos, realizou-se um estudo paramétrico com a variação da geometria dos elementos dos pórticos (vigas e pilares), a fim de avaliar a

configuração com melhor ajuste ao comportamento de um pórtico com armadura com varões de A. A avaliação foi realizada por meio da comparação das áreas das curvas, como mostra a Figura 2.54. A partir desta avaliação, os autores elaboraram um método otimizado de dimensionamento quanto à armadura híbrida (Frame 4 e 5) ao invés da substituição direta de varões SS e GFRP (Frame 2 e 3), para obter o mesmo comportamento que os elementos de BA apenas com varões de aço (Frame 1), como mostra a Figura 2.55.

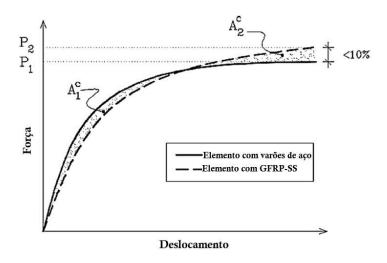


Figura 2.54 – Curvas carga vs. deslocamento das estruturas com armadura com varões de aço e armadura hibridizada (SS+GFRP) (Youssef *et al.*, 2017)

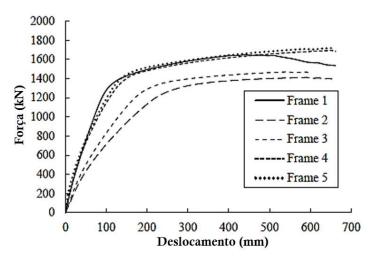


Figura 2.55 – Desempenho lateral dos elementos "Frames 1-5" (Youssef et al., 2017)

#### 2.6.4.3 Sumário

As pesquisas com estruturas de betão com armadura híbrida com varões de FRP e SS, apresentadas acima, estão enquadradas em métodos construtivos pouco usuais, como acopladores de varões com uso do SMA, ou de características muito específicas, como

por exemplo, vigas de betão com armadura sob pré-esforço com condições de aderência parcial entre os cabos de FRP e o betão.

Destaca-se, assim, que não foram encontrados quaisquer estudos, de caráter experimental, numérico ou analítico, nos quais tenha sido investigado o comportamento de colunas de betão com armadura hibridizada com varões longitudinais de GFRP e de SS, submetidos a carga solicitante monotónica ou cíclica.

#### 2.7 Estudos numéricos em colunas de BA-FRP

#### 2.7.1 Considerações gerais

O estudo numérico de estruturas de BA é uma ferramenta adequada para complementar e extrapolar os estudos experimentais, custosos e complexos, permitindo uma análise extensiva de parâmetros relevantes no seu comportamento.

A modelação numérica de estruturas de BA com varões de A está bem consolidada, por meio dos experimentados modelos constitutivos, tanto em situações de carregamento monotónico como cíclico. Contudo, isto não se verifica nas estruturas de BA-FRP, em virtude da complexidade do comportamento anisotrópico dos varões (nomeadamente, alguns dos seus aspectos, como a resistência à compressão e ao corte), bem como da modelação da interface entre os varões e o betão circundante. Isto é comprovado pela quantidade reduzida de estudos numéricos de colunas de BA-FRP, que são inexistentes, até a presente data, no que se refere à modelação numérica destes elementos estruturais sob carregamento cíclico.

Um estudo numérico abrangente do comportamento de colunas de BA-FRP abrange a adequada calibração dos modelos numéricos e das condições de contorno dos estudos experimentais, por meio da consideração de parâmetros essenciais para o desempenho resistente destes elementos estruturais, como: (i) a participação dos varões de FRP sob carregamento compressivo; e (ii) a adequada simulação da interação entre os varões longitudinais de FRP e o betão.

Os estudos técnicos que constam na literatura abrangem um conjunto de análises numéricas não-lineares com uso de programas de elementos finitos em que foram avaliados parâmetros relevantes no comportamento dos elementos estruturais de BA-FRP. Os programas de elementos finitos utilizados foram os seguintes: ABAQUS (Elchalakani *et al.*, 2018; Wydra *et al.*, 2020), ATENA (Hasaballa, 2014) e ANSYS

(Lofty, 2011; Husain et al., 2016). As análises e os resultados destes estudos numéricos serão descritos nas seções seguintes.

#### 2.7.2 Descrição dos modelos numéricos

#### 2.7.2.1 Modelação dos materiais

Os estudos numéricos em colunas de BA consistiram, na totalidade, em análises tridimensionais. Para este tipo de abordagem, foram considerados, para a simulação do betão, modelos constitutivos que levam em conta as condições de fissuração e plasticidade, como por exemplo: (i) *Concrete Damaged Plasticity* (superfície de rotura de Drucker-Prager modificado), no ABAQUS; e (ii) *Fracture-Plastic Constitutive Model* (superfície de rotura de Menétrey-Willam), no ATENA.

Para a modelação dos varões de A, foi utilizado o modelo constitutivo do tipo elastoplástico; enquanto que, para os varões de FRP, conclui-se ser adequado o uso de modelos do tipo elástico-linear até a rotura. Quanto à simulação do comportamento resistente dos varões de A sob carregamento cíclico, torna-se importante a consideração do efeito Bauschinger, sendo necessária a utilização de um modelo que simule este efeito, como por exemplo, o modelo de Menegotto e Pinto (Hasaballa, 2014).

A participação dos varões longitudinais de FRP sob compressão, como mencionado, é um fator relevante a ser considerado. Relativamente a este fator, alguns autores não lhe fizeram menção (Lofty, 2011; Husain *et al.*, 2016; Wydra *et al.*, 2020) ou desconsideraram explicitamente a participação dos varões de FRP sob tensões compressivas (Hasaballa, 2014).

No que se refere à modelação da interface entre o betão e os varões longitudinais de FRP, destaca-se a simulação da aderência entre os materiais por meio da utilização de uma lei de aderência-deslizamento (Hasaballa, 2014) ou da consideração de aderência perfeita entre os materiais (Lofty, 2011; Husain *et al.*, 2016; Elchalakani *et al.*, 2018; Wydra *et al.*, 2020). A consideração deste parâmetro resulta numa modelação mais realista, influenciando o comportamento das estruturas de BA-GFRP-CC (Hasaballa, 2014).

Um importante parâmetro a ser levado em conta nos modelos numéricos consiste no confinamento do núcleo de betão por meio das cintas. Alguns programas apresentam modelos constitutivos que consideram as características do betão confinado (Elchalakani *et al.*, 2018), como ilustra a Figura 2.56; na ausência destes modelos, torna-se importante

a diferenciação das características mecânicas do núcleo de betão, em relação ao betão do recobrimento, a fim de simular adequadamente o comportamento resistente da coluna.

No trabalho de Elshamandy *et al.* (2018), os resultados do estudo de validação mostraram que o modelo de betão confinado de Kappos e Konstantinidis apresentou melhor concordância quanto à rigidez, à capacidade resistente e ao deslocamento axial no pico de carga para as colunas de BA-GFRP-C e BA-GFRP-CE (neste último caso, com maior eficiência na simulação do comportamento), em relação ao modelo de betão confinado de Mander, como ilustrado na Figura 2.56.

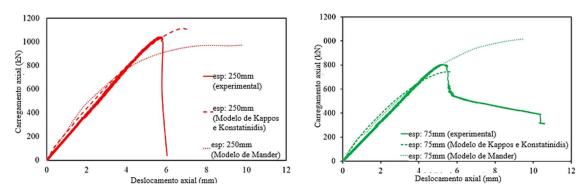


Figura 2.56 – Comparação entre os modelos de confinamento para as colunas de BA-GFRP sob carga concêntrica (espaçamento entre cintas de 250 mm) (à esquerda) e excêntrica (espaçamento entre cintas de 75 mm) (à direita) com excentricidade de 25 mm (Elchalakani *et al.*, 2018)

#### 2.7.2.2 Descrição dos elementos finitos

A eficiência e precisão da análise numérica de colunas de BA depende de uma adequada selecção dos elementos finitos para a discretização dos diferentes componentes dos elementos de BA em questão, como ilustra a Figura 2.57. A descrição dos elementos finitos, que se segue, é baseada nos estudos técnicos analisados que constam da literatura.

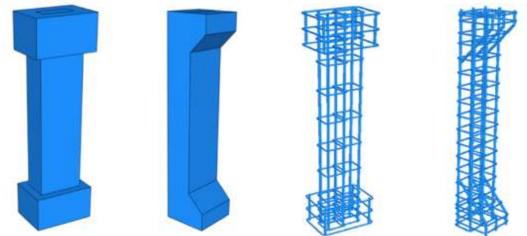


Figura 2.57 – Geometria dos modelos de elementos finitos (ABAQUS) para colunas de BA-C e BA-CE (Elchalakani *et al.*, 2018)

Os elementos utilizados para discretizar o betão consistiram em elementos sólidos de oito nós (Elchalakani *et al.*, 2018; Wydra *et al.*, 2020), tornando possível (com o modelo material adoptado) a simulação da fissuração, do esmagamento e da plasticidade dos elementos de betão (Lofty, 2011; Husain *et al.*, 2016).

Para as armaduras, longitudinais e transversais, utilizaram-se elementos de barra de treliça de dois nós (Hasaballa, 2014; Wydra *et al.*, 2020). Estes elementos são caracterizados por apresentarem apenas rigidez axial, adequada na simulação dos varões de FRP, cuja direção de maior rigidez e resistência coincide com a direção de tais elementos (Elchalakani *et al.*, 2018). As armaduras foram embebidas no interior dos elementos sólidos de betão, simulando o contato entre os materiais e a adequada compatibilidade entre as suas deformações; porém, nalguns casos, foi incluído um elemento de interface entre o betão e a armadura para melhor modelar esta ligação (Lofty, 2011).

Os estudos apresentaram um refinamento de malha uniforme, como mostra a Figura 2.58, mesmo nas regiões mais solicitadas. Não houve, também, a diferenciação do núcleo e do recobrimento de betão, para a simulação do comportamento quanto ao confinamento. Para garantir a precisão dos modelos numéricos, para além das não-linearidades físicas (associadas ao comportamento dos materiais e interfaces), nalguns casos, foram consideradas as não-linearidades geométricas (Hasaballa, 2014; Wydra *et al.*, 2020).

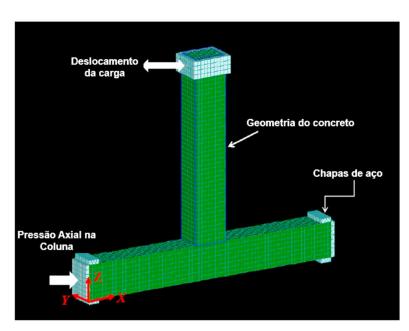


Figura 2.58 - Malha do modelo numérico de ligação viga-coluna de BA-GFRP (Hasaballa, 2014)

Para as colunas de BA-GFRP-C, especificamente, foi considerada uma análise geometricamente não-linear para simular as excentricidades iniciais, por conta das imperfeições construtivas (Wydra *et al.*, 2020). Quanto às colunas de BA-GFRP-CC, tornou-se igualmente necessária uma análise geometricamente não-linear, em virtude do deslocamento lateral e do carregamento axial impostos, a fim de simular adequadamente os efeitos de segunda ordem do elemento estrutural.

## 2.7.3 Resultados de modelações numéricas

#### 2.7.3.1 Validação de modelos numéricos

No processo de validação dos modelos numéricos, notaram-se diferenças em relação aos resultados experimentais, em virtude de algumas das características a serem consideradas, como por exemplo, a presença de imperfeições iniciais e a excentricidade na aplicação da carga axial (ensaios de colunas sob carga concêntrica) (Wydra *et al.*, 2020).

Na validação realizada por Elchalakani *et al.* (2018), os modelos refletiram com certa precisão a variação de  $\rho_t$  e a excentricidade da carga axial; contudo, não simularam corretamente o modo de rotura das colunas e as cargas máximas para as colunas de BA-GFRP-C, com destaque para a coluna de BA com espaçamento entre cintas de 250 mm, cujo valor de resistência foi 29% superior ao experimental, como ilustra a Figura 2.59.

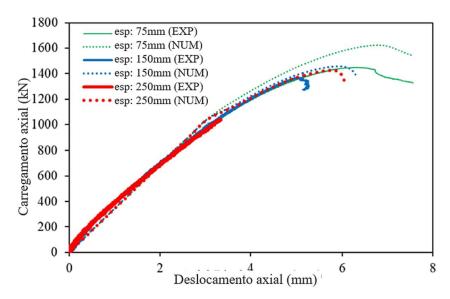


Figura 2.59 – Comparação entre as curvas de carregamento vs. deslocamento axial experimental e numérica de colunas de BA-GFRP-C com diferentes espaçamentos entre cintas (Elchalakani et al., 2018)

Este fato pode estar relacionado com a incapacidade de reprodução do destacamento do recobrimento, que interfere na ativação do confinamento do núcleo de betão e, consequentemente, no modo de rotura da coluna.

A dificuldade de simulação de modos de rotura pelos modelos numéricos também foi reportada por Hasaballa (2014), no estudo de ligações viga-coluna de BA-GFRP-CC, em que foi considerada uma lei aderência-escorregamento experimental. O autor descreveu a impossibilidade de simular o modo de rotura por escorregamento dos varões de GFRP (Figura 2.60), por conta das limitações do programa em reproduzir a ancoragem das extremidades dos varões longitudinais de GFRP com dispositivos mecânicos.

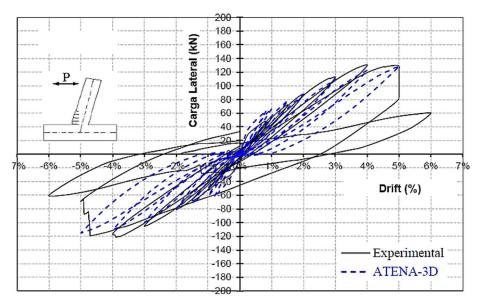


Figura 2.60 – Comparação entre as curvas carga lateral *vs. drift* experimental e numérica de ligações viga-coluna de BA-GFRP-CC (Hasaballa, 2014)

# 2.7.3.2 Estudos paramétricos

Após a calibração e validação dos modelos numéricos, alguns trabalhos anteriores incluíram estudos paramétricos. A escolha dos parâmetros dependeu do objeto simulado: (i) colunas de BA-FRP-C; (ii) colunas de BA-FRP-CE; e (iii) colunas de BA-FRP-CC. De uma forma geral, os parâmetros considerados foram os seguintes: (i) tipo de armadura longitudinal e transversal; (ii) taxa de armadura longitudinal e transversal; (iii) resistência à compressão do betão; (iv) excentricidade da carga axial aplicada; e (v) nível de carga axial aplicada.

Na modelação numérica de Lofty (2011), os resultados obtidos mostraram que, para as condições (geométricas e materiais) analisadas, (i) o aumento de  $\rho_l$  de GFRP de 0,73%

para 1,63% aumentou em 22% a capacidade de carga da coluna; (ii) a substituição direta de GFRP por aço aumentou em 23% a capacidade de carga e em 22% a deformação axial última, como se apresenta na Figura 2.61; (iii) a diminuição do espaçamento das cintas de 120 mm para 60 mm provocou um aumento de 10% na capacidade de carga; e (iv) o aumento da resistência à compressão do betão de 25 MPa para 35 MPa (40%) aumentou em 50% a capacidade de carga das colunas de BA-GFRP. Desta feita, evidencia-se que a modelação numérica permitiu a adequada simulação do comportamento resistente em relação aos parâmetros variados. No estudo, não foram descritos os modos de rotura experimentais e os modelos numéricos simularam o comportamento resistente no estudo paramétrico apenas até ao pico de carga axial.

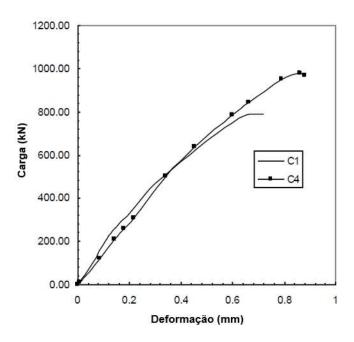


Figura 2.61 – Gráfico carga vs. deformação axial de colunas de BA com aço (C4) e GFRP (C1) (Lofty, 2010)

No estudo paramétrico realizado por Husain *et al.* (2016), sobre colunas de BA-FRP-C e BA-FRP-CE, os resultados mostraram apenas o comportamento pré-pico das colunas estudadas, em que: (i) os modelos simularam adequadamente a diferença dos materiais da armadura quanto à rigidez longitudinal e à resistência axial máxima; (ii) para as colunas com varões de A e de GFRP sob carregamento axial concêntrico, o aumento na  $\rho_l$  de 1,0% para 3,3% resultou num aumento da resistência axial de 21% e de 7%, respectivamente; (iii) para o aumento da excentricidade da carga axial aplicada, os modelos numéricos simularam a diminuição de resistência axial e o aumento do deslocamento lateral para as colunas de betão com ambos os tipos de armadura; (iv) sob

reduzida e elevada excentricidade da carga axial, a coluna de BA-GFRP apresentou incrementos de resistência de 26% e 38%, respectivamente, em virtude do aumento na  $\rho_l$  de 1,0% para 3,3%.

Hasaballa (2014) modelou uma ligação viga-coluna de BA-GFRP-CC, em que (i) o aumento na resistência à compressão do betão de 30 MPa para 70 MPa resultou, para um drift de 4%, num aumento de resistência de 36%; (ii) o aumento do nível de carga axial na coluna resultou no alargamento dos laços histeréticos, devido à maior degradação do betão na região da rótula e na maior dissipação de energia (Figura 2.62). Os modelos numéricos não reproduziram o modo de rotura esperado, em virtude da ineficiência de simulação de fenômenos resistentes, como o destacamento do recobrimento do betão.

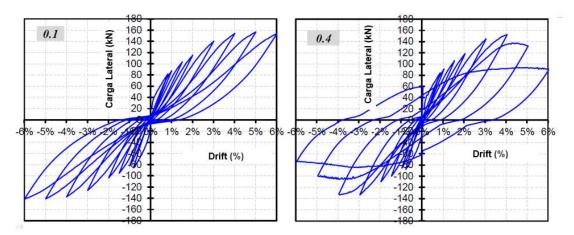


Figura 2.62 – Laços histeréticos de ligações de viga-coluna de BA-GFRP com o nível de carga axial de 10% (à esquerda) e 40% (à direita) da capacidade axial última da coluna (Hasaballa, 2014)

#### 2.7.4 Sumário

A análise dos estudos numéricos com estruturas de BA-FRP evidencia a ausência de estudos sobre colunas de BA-GFRP-CC. Nos estudos analisados, fica clara a necessidade de uma calibração adequada dos modelos numéricos de colunas de BA quanto às propriedades físicas e mecânicas, a fim de melhor modelar os modos de rotura dos estudos experimentais. De entre os aspectos mais relevantes a considerar, destaca-se (i) a consideração da participação dos varões de GFRP sob tensões de compressão; (ii) a adequada simulação da interface betão-varões, por meio da consideração de uma lei de aderência-escorregamento, obtida experimentalmente; e (iii) a consideração do efeito de confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP.

Os aspectos acima elencados são fundamentais para uma adequada validação dos modelos de colunas BA-GFRP e, consequentemente, para o estudo paramétrico de

variáveis que possam influenciar o seu comportamento, incluindo formas de melhorar a sua ductilidade e aumentar a capacidade de dissipação energética.

#### 2.8 Estudos analíticos em colunas de BA-GFRP

# 2.8.1 Considerações gerais

Alguns estudos analíticos avaliaram o comportamento resistente de colunas BA-FRP, tendo definido diagramas de interação momento fletor-esforço normal e analisando a influência de diferentes parâmetros, como as taxas de armadura longitudinal e transversal de GFRP, a resistência à compressão do betão, entre outras. Assim, na presente secção, será apresentada uma descrição dos estudos analíticos sobre colunas de BA-FRP.

#### 2.8.2 Hipóteses dos estudos analíticos

Os estudos analíticos, em sua maioria, apresentaram hipóteses comuns na elaboração dos diagramas de interação momento fletor-esforço normal. Contudo, algumas pesquisas destoaram no que se refere a algumas destas hipóteses comumente adoptadas em trabalhos científicos.

Assim, os estudos analisados consideraram as seguintes hipóteses referente à análise do comportamento das colunas de BA-FRP:

- (i) As secções planas permanecem planas sob flexão, de acordo com a teoria de Euler-Bernoulli, em que as extensões dos varões de FRP e do betão são diretamente proporcionais à respectiva distância à linha neutra;
- (ii) Há aderência perfeita entre os varões de FRP e o betão;
- (iii) A extensão axial máxima à compressão do betão<sup>4</sup> é igual a 3,0‰, segundo a norma americana ACI 318-14 (2014), e igual a 3,5‰, segundo a norma canadiana (CAN/CSA-S806, 2012);
- (iv) A lei constitutiva dos varões de FRP consiste num comportamento elástico-linear até à rotura, sendo que a resistência à compressão dos varões de FRP é 50% da resistência à tracção e os módulos de elasticidade longitudinal à tracção e à compressão são iguais (como referido, esta hipótese carece de confirmação experimental);

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Não foram indicados valores segundo a norma europeia, em virtude de os estudos analíticos analisados serem não europeus.

(v) A lei constitutiva do betão consiste numa distribuição equivalente retangular das tensões de compressão e a resistência à tracção do betão é desprezada.

Em todos os estudos analíticos, as extensões axiais, os esforços axiais e os momentos fletores foram calculados por meio do método das faixas, em que a secção transversal foi dividida em faixas com reduzida altura, calculando-se as características resistentes de cada faixa. Por fim, somou-se a contribuição de cada faixa, obtendo-se o comportamento da secção, o que resultou no esforço normal resistente e no momento fletor resistente.

#### 2.8.3 Resultados dos estudos analíticos

Os estudos analíticos realizados apresentam um enfoque particular na análise e validação do comportamento resistente, quanto ao confinamento do núcleo de betão e à consideração da participação dos varões de GFRP sob compressão. Para o estudo das colunas de BA-GFRP em que houve atividade do confinamento pelas cintas de GFRP, utilizaram-se modelos constitutivos que reproduzissem este fenômeno, como o modelo de Lam e Teng (2003) no estudo de Karim *et al.* (2016), e o modelo de Mander *et al.* (1988) no estudo de Elchalakani *et al.* (2017).

Em consonância, os estudos avaliaram a participação dos varões de GFRP sob compressão na resistência das colunas de BA, tendo sido considerados dois cenários: (i) não participação (Cenário 1) e (ii) participação (Cenário 2) dos varões de GFRP na resistência das colunas (Hadi *et al.*, 2016; Elchalakani *et al.*, 2017; Hadhood *et al.*, 2017).

Hadi *et al.* (2016) apresentaram resultados analíticos com razoável concordância com os resultados experimentais, tendo avaliado a precisão na determinação da capacidade axial da coluna de betão, quando a participação dos varões de GFRP à compressão é considerada, tanto na condição de núcleo de betão não-confinado como confinado, como se mostra na Figura 2.63 (à esquerda e à direita, respectivamente).

A contribuição dos varões de GFRP à compressão foi definida considerando tensões máximas correspondentes ao módulo de elasticidade longitudinal do varão de GFRP multiplicado por uma extensão de 0,3% (extensão máxima do betão não confinado), para o primeiro pico de carga (Figura 2.63, à esquerda), ou pela extensão axial máxima do betão confinado, para o segundo pico de carga (Figura 2.63, à direita).

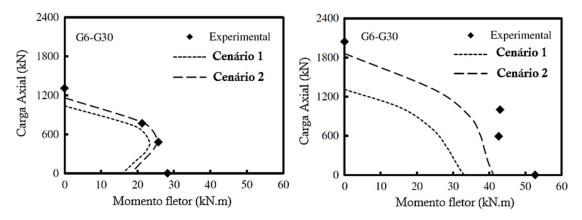


Figura 2.63 – Diagrama de interação do primeiro (à esq.) e segundo (à dir.) pico de carga de colunas de betão armadas com varões de GFRP com espaçamento entre cintas de 30 mm<sup>5</sup> (Hadi *et al.*, 2016)

Elchalakani *et al.* (2017), para além de avaliarem os dois cenários acima referidos, realizaram um estudo paramétrico sobre a variação da  $\rho_l$  (1,17%, 3%, 5% e 10%). Os resultados obtidos mostraram que: (i) as curvas analíticas apresentaram razoável concordância com os valores experimentais quando a participação dos varões à compressão foi considerada (até ao limite de 50% da resistência à tracção do varão de GFRP), principalmente para o primeiro pico de carga (situação de não confinamento do núcleo de betão) (Figura 2.64); e (ii) ao considerar a participação dos varões de GFRP na região comprimida, houve um incremento na resistência da secção transversal quanto a  $\rho_l$  foi aumentada, principalmente para menores valores de esforço axial (Figura 2.65).

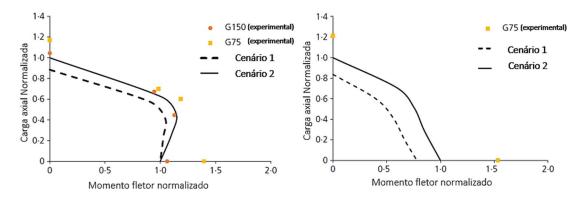


Figura 2.64 – Diagramas de interação esforço normal *vs.* momento fletor das colunas de BA-BFRP-C com cintas helicoidais com espaçamento de 75 mm e 150 mm para o núcleo de betão não confinado (à esquerda) e confinado (à direita) (Elchalakani *et al.*, 2017)

-

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Este valor de espaçamento entre cintas, na prática, é inviável.

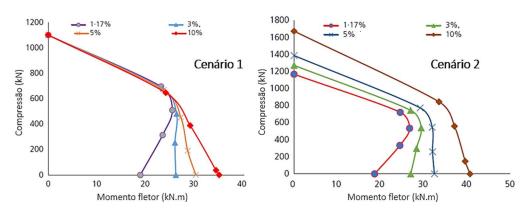


Figura 2.65 – Diagramas de interação para diferentes taxas de armadura longitudinal no cenário 1 (à esquerda) e no cenário 2 (à direita) (Elchalakani *et al.*, 2017)

Num estudo mais extensivo, Hadhood *et al.* (2017) simularam quatro cenários quanto à participação dos varões de GFRP sob compressão: *Cenário 1* – total contribuição dos varões de GFRP ( $E_{fc}/E_{ft} = 1,0$ ); *Cenário 2* – contribuição parcial dos varões de GFRP ( $E_{fc}/E_{ft} = 0,8$ ); *Cenário 3* – substituição da área dos varões de GFRP por betão comprimido ( $E_{fc}/E_{ft} > 0$ ,  $E_{fc} = E_c$ ); e *Cenário 4* – desconsideração de qualquer contribuição dos varões de GFRP ( $E_{fc}/E_{ft} = 0$ ). Foi também realizado um estudo paramétrico sobre as seguintes variáveis: (i)  $\rho_l$  (0,5% – 6,0%); (ii) resistência à compressão do betão (30 MPa – 60 MPa); e (iii) propriedades mecânicas dos varões de GFRP (HB –  $E_{ft} = 51$  GPa e  $f_{ft} = 1600$  MPa; LB –  $E_{ft} = 35$  GPa e  $f_{ft} = 483$  MPa);  $E_{ft}$  e  $E_{fc}$  são os módulos de elasticidade longitudinais à tracção e à compressão dos varões de FRP;  $f_{ft}$  e  $f_{fc}$  são as tensões axiais à tracção e à compressão longitudinal dos varões de FRP, respectivamente.

Os resultados obtidos (Figura 2.66 e Figura 2.67) mostram o seguinte: (i) qualquer uma das curvas analíticas apresenta diferenças significativas em relação aos resultados experimentais (Figura 2.66), pois estes incluem os efeitos de segunda ordem (efeito P- $\Delta$ ), enquanto que para o cálculo dos valores analíticos foram consideradas apenas as excentricidades iniciais; (ii) os cenários 3 e 4 foram os mais conservativos, com uma diferença de aproximadamente 10% de resistência entre o cenário 1 e o cenário 4, demonstrando a correcção de se considerar a contribuição dos varões comprimidos de GFRP (Figura 2.66); (iii) o aumento das características mecânicas do GFRP de LB para HB resultou em incrementos de resistência de 26% e 18% para os limites inferior e superior da variação da  $\rho_l$ , respectivamente, e modificou o modo de rotura (de esmagamento do betão para a rotura dos varões de GFRP sob tracção) das colunas com reduzida  $\rho_l$  [Figura 2.67 (a) e (c)]; e (iv) o aumento da  $\rho_l$  provocou um significativo incremento de resistência nos pontos com menores valores de esforço normal e com

menores valores de resistência à compressão, devido à pequena área comprimida nestes pontos (Figura 2.67).

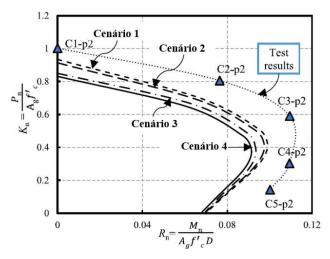


Figura 2.66 – Diagrama de interação normalizada referente aos cenários propostos e comparação com os valores experimentais (Hadhood et al., 2017)

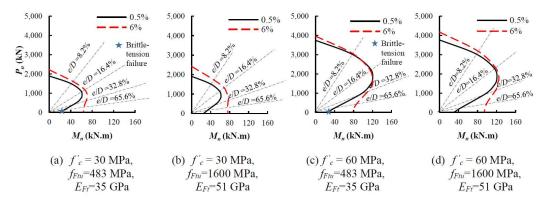


Figura 2.67 - Diagramas de interação no estudo paramétrico para o cenário 1 (Hadhood et al., 2017)

Ainda avaliando o comportamento das colunas quanto ao confinamento do núcleo de betão, Karim *et al.* (2016) estudaram a influência (i) da taxa de armadura longitudinal ( $\rho_l = 1\%$  a 4%) e (ii) da taxa de confinamento ( $f_l/f'_{co} = 0,1$  a 0,4). Os resultados obtidos (Figura 2.68) mostraram que: (i) o aumento da  $\rho_l$  resulta num incremento da resistência, sendo tal aumento mais pronunciado no segundo pico de carga, devido ao aumento da extensão resistente dos materiais; isto é, o incremento das propriedades mecânicas do betão na situação de confinamento resulta no aumento da extensão axial última à compressão deste material e, consequentemente, das extensões axiais das armaduras longitudinais (Figura 2.68 à esquerda e ao meio); (ii) a redução da  $\rho_l$  resultou em maior extensão axial para menores valores de esforço normal, conduzindo à rotura dos varões de GFRP (Figura 2.68 à esquerda e ao meio); (iii) o aumento da  $f_l/f'_{co}$  provocou o incremento da resistência da secção transversal, sendo mais pronunciado para os pontos

gráficos na região controlada por tracção, em virtude do aumento na extensão axial do betão na face comprimida, que resulta, por equilíbrio da secção transversal, no incremento da extensão axial dos varões de FRP tracionados (Figura 2.68 à direita).

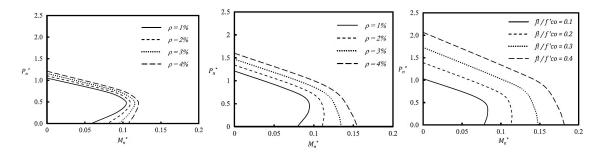


Figura 2.68 – Diagramas de interação esforço normal *vs.* momento fletor no estudo paramétrico para (i) variação da taxa de armadura longitudinal no primeiro pico de carga (à esquerda) e (ii) no segundo pico de carga (ao meio); e para (iii) a variação da taxa de confinamento do núcleo de betão (à direita) (Karim *et al.*, 2016)

Choo (2005), num contexto mais geral quanto ao comportamento de colunas de BA com varões de aço e de FRP (AFRP, CFRP e GFRP), realizou um estudo paramétrico com as seguintes variáveis: (i) taxa de armadura longitudinal ( $\rho_l = 1\%$ , 3%, 5% e 8%); e (ii) relação entre os módulos de elasticidade à compressão e à tracção para todos os varões de FRP das diferentes fibras ( $E_{fc}/E_{ft} = 1.0$ , 0.5 e 0.1).

Os resultados mostraram que: (i) nas colunas com varões de FRP, o andamento do diagrama de interação difere do das colunas com varões de aço, em virtude da ausência do fenômeno de cedência nos varões de FRP e que caracteriza o ponto balanceado (esmagamento do betão comprimido e cedência nos varões de aço tracionado) no diagrama de interação de colunas de BA com varões de aço (Figura 2.69); (ii) não há ponto balanceado convencional, principalmente para os maiores valores de  $\rho_l$  (Figura 2.69) e de  $E_f$  (Figura 2.70), devido ao comportamento elástico-linear dos FRPs; (iii) esta mudança de comportamento resistente ocorre em virtude do aumento da  $\rho_l$  (Figura 2.69), devido aos aumentos da resistência axial da secção e do momento resistente (na região do diagrama de interação controlada por tracção), ou devido ao aumento do  $E_f$  (característica das diferentes fibras), em virtude do incremento da capacidade resistente das armaduras longitudinais e, consequentemente, da secção transversal (Figura 2.70), resultando em aumento na resistência em ambos os casos; (iv) caso haja rotura dos varões de FRP, a mesma ocorrerá na região tracionada e para reduzidos valores de  $\rho_l$  e de  $E_f$  (Figura 2.69 à direita); e (v) ocorre uma relevante redução de resistência de forma

diretamente proporcional à redução entre os módulos de elasticidade longitudinal à compressão e à tracção dos varões de FRP (Figura 2.70).

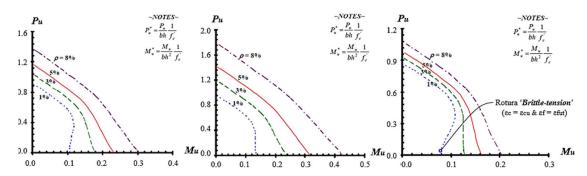


Figura 2.69 – Diagramas de interação para diferentes taxas de armadura longitudinal de AFRP (à esquerda), CFRP (ao meio) e GFRP (à direita) (Choo, 2005)

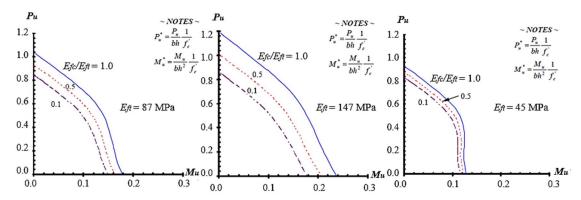


Figura 2.70 – Diagramas de interação para diferentes valores da relação  $E_{fc}/E_{ft}$  para os varões de AFRP (à esquerda), de CFRP (ao meio) e de GFRP (à direita) (Choo, 2005)

#### 2.9 Considerações finais

Os estudos anteriores sobre o comportamento resistente de colunas de BA-GFRP sob diversas condições de carregamento demonstram a importância da consideração dos varões longitudinais de GFRP sob compressão, levando em conta a influência de outros mecanismos de resistência, como, por exemplo, o efeito do confinamento do núcleo de betão. Contudo, há incertezas sobre a contribuição desses varões.

Sobre o comportamento de colunas de BA-GFRP-C, destaca-se que: (i) os principais parâmetros a serem avaliados, tendo em vista o aumento da ductilidade, são a taxa de armadura transversal (configuração, diâmetro e espaçamento das cintas) e a taxa de armadura longitudinal; (ii) os varões de GFRP podem ser utilizados em colunas sob compressão concêntrica, desde que haja adequado confinamento do núcleo de betão; e (iii) para proporcionar um confinamento eficiente do núcleo de betão de uma coluna, as cintas de GFRP devem ser, preferencialmente, fechadas e com um espaçamento reduzido entre si.

Relativamente ao comportamento de colunas de BA-GFRP-CE, destaca-se que: (i) o principal parâmetro a ser avaliado para aumentar a ductilidade em colunas de BA-GFRP é a taxa de armadura transversal, à semelhança das colunas de BA-GFRP-C; (ii) o aumento da excentricidade provoca a diminuição da capacidade de carga destas colunas; e (iii) o aumento da taxa de armadura transversal de GFRP resulta num aumento de capacidade resistente, em virtude do mais elevado confinamento do núcleo de betão, para menores valores de excentricidade da carga axial.

No que concerne ao comportamento de colunas de BA-GFRP-CC, destaca-se que: (i) os principais parâmetros a serem avaliados, para obtenção de maior ductilidade e resistência, são a taxa de armadura transversal, o nível de carga axial aplicada, a taxa de armadura longitudinal e a presença de emendas entre os varões das colunas e os das respectivas fundações; (ii) as colunas de betão armadas com varões de GFRP dissipam menos energia do que as colunas "equivalentes" armadas com varões de aço; (iii) o aumento da taxa de armadura transversal promove o aumento da resistência lateral e provoca o aumento da capacidade de dissipação de energia; (iv) o aumento da carga axial solicitante resulta na diminuição da ductilidade; e (v) o aumento da taxa de armadura longitudinal causa o aumento da capacidade lateral resistente, porém reduz a largura dos laços histeréticos.

Na modelação numérica de elementos estruturais de BA-GFRP, destaca-se que: (i) a calibração dos modelos deve ser feita tendo em conta a participação dos varões de GFRP sob compressão, a aderência entre os varões de GFRP e o betão, e o efeito de confinamento do núcleo de betão; (ii) os programas comerciais de elementos finitos apresentam limitações quanto à adequada simulação dos modos de rotura, nomeadamente, o destacamento do betão de recobrimento e o escorregamento dos varões de GFRP (no caso particular de serem utilizados dispositivos mecânicos); (iii) a partir da sua adequada calibração, os modelos numéricos conseguem simular a influência da variação dos principais parâmetros no comportamento das colunas; e, até à presente data, (iv) não foi efectuada qualquer modelação numérica de colunas de BA com varões de GFRP sob carregamento cíclico.

Nos estudos analíticos de colunas de BA-GFRP, destaca-se que: (i) na definição das hipóteses a adoptar, deve-se levar em conta a participação dos varões de GFRP sob compressão na resistência da secção; (ii) o efeito do confinamento do núcleo de betão, materializado no segundo pico de carga, deve ser considerado neste tipo de estudo, a fim

de avaliar a influência paramétrica após o destacamento do recobrimento de betão; e (iii) as colunas de BA-GFRP não apresentam um diagrama de interação M-N convencional, com um ponto balanceado, sendo que a forma do diagrama depende de parâmetros como a taxa de armadura longitudinal, a resistência à compressão do betão, entre outros.

Com o intuito de aumentar a capacidade de dissipação de energia e a ductilidade de colunas de betão armado com varões de GFRP sob ações cíclicas, foram efectuadas pesquisas em elementos estruturais de betão com armadura hibridizada, isto é, combinando varões de FRP com varões de aço carbono. Contudo, em virtude da reduzida durabilidade dos varões de aço carbono em ambientes agressivos, por uma questão de racionalidade, evidencia-se o interesse em utilizar uma hibridização da armadura com varões em aço inoxidável, por conta (i) da sua elevada resistência à corrosão e durabilidade (compatível com os varões de GFRP); e (ii) da sua expressiva capacidade de dissipação de energia e ductilidade, devido ao comportamento característico deste material. Neste contexto, resulta o interesse e a necessidade do estudo do comportamento de elementos estruturais (nomeadamente colunas) de betão com armadura hibridizada, combinando varões longitudinais de GFRP e de aço inoxidável, sob carregamento monotónico e cíclico, focando nos seus limites de resistência e deformação, ductilidade e capacidade de dissipação de energia, entre outras características.

# PARTE II: ESTUDO EXPERIMENTAL

# **CAPÍTULO 3**

# PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 Considerações gerais

As colunas de betão armado (BA) que foram objeto do programa experimental desta pesquisa exibiram características geométricas comumente utilizadas nas estruturas porticadas de edificações. Assim, estes elementos estruturais de BA consistiram na meia-altura de colunas de BA, usualmente localizadas entre eixos de vigas de uma edificação, de forma a aferir o seu comportamento estrutural sob carregamento lateral monotónico e cíclico e carregamento axial constante; a geometria dos elementos estudados compreende assim o ponto de inflexão dos momentos fletores provocados por cargas laterais (meia altura) e a região da rótula, como ilustrado na Figura 3.1. Ademais, para avaliar o comportamento estrutural resistente das colunas de BA nos limites interativos dos diagramas de carga axial vs. momento fletor, foram igualmente construídos elementos estruturais de BA sujeitos apenas ao carregamento axial concêntrico ou apenas a momento fletor (e corte, sem carregamento axial).

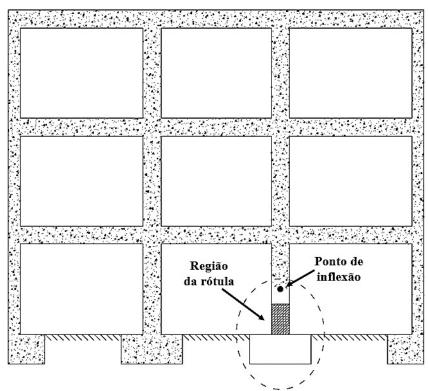


Figura 3.1 – Ponto de inflexão e região da rótula de uma coluna de BA em uma edificação

A campanha experimental incluiu colunas de BA, construídas em escala real, com varões de aço carbono (A), GFRP e com armadura hibridizada (G/SS), combinando varões de GFRP e varões de aço inoxidável (SS). Em linhas gerais, o estudo experimental consistiu na avaliação do desempenho estrutural destes elementos estruturais de BA, em termos de capacidade de carga e de deformação, de ductilidade e de capacidade de dissipação de energia, tendo-se analisado os seguintes aspectos particulares: (i) a influência dos varões longitudinais de GFRP (e de A, como referência) no comportamento das colunas de BA sob diferentes tipos de carregamentos solicitantes; (ii) a capacidade axial resistente das colunas, a partir da atividade de confinamento do núcleo de betão por meio das cintas de A (como referência) e de GFRP; e (iii) o efeito da combinação dos varões longitudinais de GFRP e de SS, sob carregamento lateral monotónico e cíclico, comparativamente às colunas de BA-A (como referência) e de BA-GFRP.

Assim, foram construídas e testadas, no Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais (LERM) do Instituto Superior Técnico (IST) e no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 16 colunas de BA com secção transversal quadrada, em escala real, com diferentes tipos de armadura (A, GFRP e SS). Do programa experimental, 13 colunas (ensaiadas no IST) foram construídas com sapata de BA, pretendendo representar colunas da base de estruturas das edificações correntes; enquanto que as restantes 3 colunas de BA foram construídas sem sapatas (ensaiadas no LNEC), por visarem determinar apenas a capacidade resistente última daqueles elementos sob solicitação axial concêntrica.

Neste capítulo será descrito detalhadamente o programa experimental em termos: (i) do dimensionamento das colunas de BA; (ii) do detalhamento dos elementos estruturais de BA, destacando-se os fundamentos da escolha paramétrica e metodológica utilizada na pesquisa; (iii) do processo de fabrico das colunas de BA; (iv) da caracterização dos materiais (betão, varões de A, de GFRP e de SS) constituintes das colunas de BA, sob os mais diversos aspectos de solicitação (tracção, compressão, corte e aderência); e (v) do sistema de ensaio e do protocolo de carga utilizados.

#### 3.2 Dimensionamento das colunas de BA

No dimensionamento das colunas de BA com varões de A e com varões de GFRP, foram observadas as recomendações das normas internacionais ACI 318-14 (2014) e ACI 440.1R-15 (2015), respectivamente.

Foram consideradas as seguintes hipóteses (correntes) para o dimensionamento das colunas de BA em flexão composta: (i) o estado limite último para colunas de BA-GFRP ocorre pelo esmagamento do betão na face comprimida; (ii) as extensões axiais do betão e dos varões longitudinais na secção transversal são proporcionais à altura (profundidade) da linha neutra; (iii) a extensão axial última de compressão do betão à flexão é 0,0035; (iv) o comportamento dos varões longitudinais de GFRP sob tracção é elástico-linear até a rotura; e (v) a aderência entre o betão e os varões longitudinais (independentemente do seu material) é perfeita.

As dimensões das colunas de BA foram definidas de acordo com os intervalos de variação comumente adotados em projetos de edificações correntes em BA. A partir da definição destas dimensões globais, foram calculadas e definidas as características (dimensões, quantidade e espaçamento) dos varões longitudinais e transversais de aço convencional. Por conseguinte, as armaduras longitudinais de GFRP foram dimensionadas a partir do momento fletor resistente da secção transversal da coluna de BA-A, relativamente ao carregamento axial solicitante de  $20\% \cdot A_c \cdot f_{cm}$ , em que  $A_c$  é a área total de betão da secção transversal e  $f_{cm}$  é a resistência média à compressão (cilíndrica) do betão, como ilustrado na Figura 3.2. Esta metodologia de dimensionamento permitiu avaliar o comportamento estrutural das colunas de BA-A e de BA-GFRP face à variação paramétrica, apresentada nas próximas subsecções.

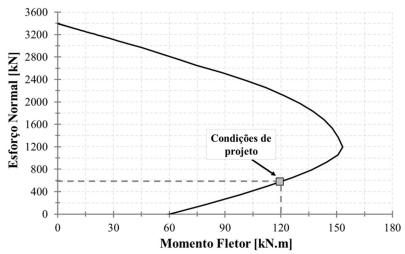


Figura 3.2 – Metodologia de dimensionamento da armadura da coluna de BA-GFRP a partir da curva carga axial vs. momento fletor da coluna de BA-A

Relativamente às colunas de BA com armadura hibridizada, combinando varões de GFRP e varões de SS, o dimensionamento da área longitudinal de cada material de reforço seguiu as seguintes diretrizes: (i) manutenção de uma área longitudinal de GFRP maior

ou igual a 50% da área longitudinal definida para a coluna de BA-GFRP, visando preservar um comportamento estrutural com dependência significativa dos varões de GFRP; (ii) similaridade da resistência da secção transversal relativamente às colunas de BA com apenas um tipo de material dos varões, ou seja, a secção transversal da coluna de BA-G/SS foi dimensionada a partir do mesmo momento resistente (diagramas de interação esforço axial *vs.* momento fletor) utilizado no dimensionamento das colunas de BA-A e BA-GFRP; e (iii) plastificação dos varões longitudinais de SS<sup>6</sup>, tal que a área dimensionada de varões de SS sob tracção permitisse que as extensões axiais instaladas excedessem a extensão axial de cedência equivalente ou extensão axial limite convencional de proporcionalidade ( $\varepsilon_{ss0,2}$ ); deste modo, o elemento estrutural de BA-G/SS exibiria um comportamento estrutural não-linear, com maior ductilidade e maior dissipação de energia, nomeadamente por comparação com o elemento de BA-GFRP.

No dimensionamento das sapatas de BA, o comprimento de ancoragem dos varões de GFRP foi dimensionado e verificado de acordo com o ACI 440.1R-15 (2015), objetivando a ausência de ganchos ou dobras na extremidade dos varões, em virtude das limitações no processo de fabrico destes varões. Desta feita, foi adotado um comprimento de ancoragem (reta) de tal forma que não houvesse rotura por escorregamento dos varões longitudinais; com base nos resultados obtidos desse cálculo, foram definidas as dimensões (a altura) da sapata de BA.

Quanto às armaduras transversais das colunas, realizou-se o dimensionamento e verificação da resistência ao corte (e acordo com as normas ACI acima referidas), objetivando uma mesma rigidez axial ( $E_r \cdot A_r/s$ ) entre as cintas dos diferentes materiais (A e GFRP), em que  $E_r$  e  $A_r$  são o módulo de elasticidade e a área da armadura longitudinal, respectivamente; e s é o espaçamento entre as cintas. Este procedimento permitiu garantir um mesmo nível de confinamento mobilizado no núcleo de betão, tendo ainda evitado a rotura das colunas por esgotamento da capacidade resistente ao corte (um modo frágil e, por isso, indesejável). É ainda referir que, devido ao módulo de elasticidade do aço carbono ser maior do que o do GFRP, não foi possível atender as recomendações da norma ACI 318-14 (2014) quanto ao espaçamento entre as cintas de aço na coluna de BA

<sup>&</sup>lt;sup>6</sup> Esta hipótese implicou ainda assumir um valor para a extensão de cedência equivalente do material dos varões de aço inoxidável; nos ensaios de caracterização do material, verificou-se que o valor considerado era inferior à extensão de cedência equivalente do material recebido.

sob acção sísmica (para evitar a encurvadura dos varões longitudinais de aço), pois tal resultaria num muito reduzido espaçamento entre as cintas de GFRP (para que a rigidez axial das cintas de ambos os materiais fosse equivalente). Desta feita, como se pretendeu avaliar o comportamento mecânico dos varões longitudinais de GFRP, adotou-se um espaçamento que garantisse (i) uma rotura da secção apenas à flexão; (ii) um eficiente confinamento nas colunas de BA-GFRP; e (iii) uma mesma rigidez axial entre as cintas de diferentes materiais. Como discutido no capítulo anterior, destaca-se ainda a ausência de recomendações normativas, até à presente data, referentes ao dimensionamento de colunas de BA com varões de FRP sob quaisquer tipos de solicitações.

No detalhamento das cintas de GFRP, foram consideradas as seguintes características: (i) cintas em formato fechado para permitir uma melhor mobilização de confinamento do núcleo de betão, pois a adopção de cintas com sobreposição de 2 troços em forma de "U" (mais comuns em produtos comerciais por serem de fabrico mais fácil) poderia resultar em rotura por deslizamento dos troços emendados; (ii) dobra da extremidade livre (i.e. do gancho das cintas) a 90°, decorrido das limitações de fabrico, o que resultou num comprimento do troço livre igual às dimensões dos ramos das cintas, como ilustrado na Figura 3.5, a fim de reduzir a possibilidade de deslizamento e desfazimento da forma fechada; e (iii) inferior resistência das cintas de GFRP na zona dobrada, por conta da reduzida área transversal, o que influencia notadamente o estado limite último por esgotamento da capacidade resistente ao corte.

#### 3.3 Séries experimentais e detalhamento das armaduras

Como referido, o programa experimental desta pesquisa consistiu de um total de 16 colunas com secção transversal quadrada de BA com varões longitudinais de A, de GFRP e armadura híbrida (G/SS), sob carregamento axial concêntrico, lateral monotónico e cíclico. A secção transversal das colunas de BA apresentou as seguintes dimensões:  $300 \times 300 \text{ mm}^2$ , ilustrando-se na Figura 3.3 um elemento estrutural com sapata.

As colunas de BA, sujeitas ao carregamento axial concêntrico, não foram construídas com sapatas de BA, enquanto que as colunas de BA submetidas ao carregamento lateral monotónico e cíclico foram construídas com sapatas de BA. As sapatas apresentaram as seguintes dimensões:  $1100 \times 1500 \times 600 \text{ mm}^3$ . Como referido, a altura da sapata de BA foi dimensionada para evitar o escorregamento dos varões longitudinais de A, de GFRP e de SS das colunas, que apresentavam extremidades sem dobras ou ganchos.

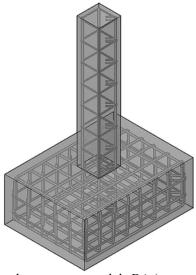


Figura 3.3 - Modelo do elemento estrutural de BA (com sapata) com varões de A

As séries de colunas de BA utilizadas na campanha experimental pretenderam avaliar a influência dos seguintes parâmetros no comportamento estrutural: (i) os tipos de materiais dos varões (A, GFRP e SS); (ii) o carregamento axial solicitante  $(0\% \cdot A_c \cdot f_c, 20\% \cdot A_c \cdot f_c)$  e (iv) as taxas de hibridização total  $(\rho_{tot})$  e efetiva  $(\rho_{eff})$ , como definidas no capítulo 2, combinando varões de GFRP e de SS.

Na Tabela 3.1 descreve-se as principais características dos grupos de colunas, classificadas em função dos materiais das armaduras longitudinais.

Tabela 3.1 – Detalhamento dos grupos de colunas em função dos materiais das armaduras longitudinais

Colunas	Tipos de armaduras		Diâmetro das armaduras [mm]			EA	$\rho_s$	PGFRP	ρss	Ptot	Peff	
	Long	Trans	Long A	Long G	Long SS	Trans	[MN]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
S-R	A	A	16,0	-	-	8,0	160,8	0,89	-	-	-	-
G-R	G	G	-	16,0	-	12,0	80,4	- -	1,79	-	1,79	-
G/SS-H1	G/SS	G	-		10,0		121,9		1,34	0,35	1,69	2,29
G/SS-H2			-		12,0		127,5		0,89	0,50	1,39	1,76

Legenda: S – Aço carbono (do inglês, *Steel*); G – GFRP; SS – Aço inoxidável; R – Armadura de referência; H1 – Taxa de hibridização 1; H2 – Taxa de hibridização 2; Long – armadura longitudinal; Trans – armadura transversal;  $\rho_s$ ,  $\rho_{GFRP}$ ,  $\rho_{SS}$ ,  $\rho_{tot}$ ,  $\rho_{eff}$  – taxa de armadura longitudinal dos varões de aço carbono, de GFRP, de aço inoxidável, longitudinal total e longitudinal efetiva, respectivamente; EA – rigidez das armaduras da secção

As dimensões, em milímetros, e o detalhamento das colunas de BA com os diferentes tipos de materiais dos varões longitudinais estão ilustrados da Figura 3.4 à Figura 3.7.

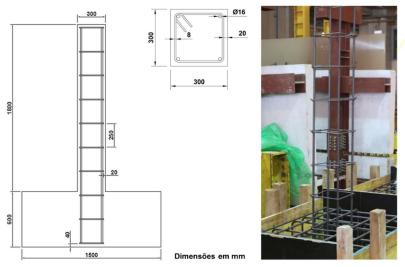
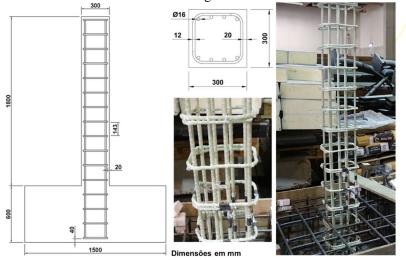


Figura 3.4 – Detalhamento da armadura longitudinal e transversal da coluna de BA-S-R



 $Figura\ 3.5-Detalhamento\ da\ armadura\ longitudinal\ e\ transversal\ da\ coluna\ de\ BA-G-R$ 

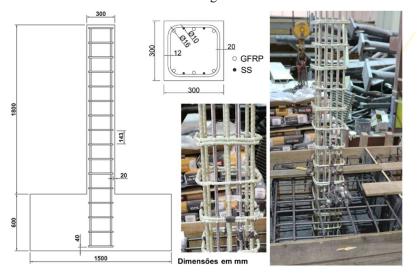


Figura 3.6 – Detalhamento da armadura longitudinal e transversal da coluna de BA-G/SS-H1

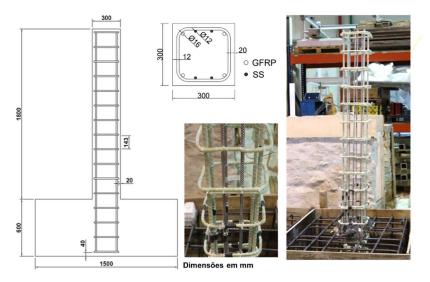


Figura 3.7 – Detalhamento da armadura longitudinal e transversal da coluna de BA-G/SS-H2

As colunas de BA foram assim divididas em 3 séries de acordo com o tipo de carregamento solicitante, como ilustrado na Tabela 3.2: (i) Série I - C - carregamento axial concêntrico; (ii) Série II - CM - carregamento axial concêntrico e lateral monotónico; e (iii) Série III - CC - carregamento axial concêntrico e lateral cíclico.

SÉRIE I - C	SÉRIE II - CM	SÉRIE III - CC
S-R-C	S-R-N20-CM	S-R-N20-CC
G-R-C	G-R-N0-CM	-
G/SS-H1-C	G-R-N20-CM	G-R-N20-CC
-	G-R-N33-CM	G-R-N33-CC
_	G/SS-H1-N20-CM	G/SS-H1-N20-CC
_	G/SS-H1-N33-CM	G/SS-H1-N33-CC
-	G/SS-H2-N20-CM	G/SS-H2-N20-CC
3 colunas	7 colunas	6 colunas

Tabela 3.2 – Detalhamento do programa experimental

Legenda: N20 - Carga axial igual a 20% da carga axial última; N33 - Carga axial igual a 33% da carga axial última

A série I-C foi constituída por **3 colunas de BA** sujeitas a um carregamento axial concêntrico, cujo parâmetro diferenciador consistiu no tipo de material dos varões longitudinais e das cintas. Nas colunas da série I-C, utilizou-se a mesma armadura longitudinal e transversal que foi dimensionada para as colunas de BA sujeitas a carga lateral (séries II-CM e III-CC), cujos momentos fletores resistentes estiveram associados ao esforço axial de projeto igual a 20% da carga axial última (**1 coluna de BA com varões de A e 1 coluna de BA com varões de GFRP**), além da armadura longitudinal (G/SS) relativa a uma taxa de hibridização H1 com igual resistência à flexão (**1 coluna de BA** 

**com uma taxa de hibridização H1**). Na série I-C, pretendeu-se avaliar a resistência axial da secção transversal para a armadura de referência com varões de A, comparando-se o comportamento de colunas com varões de GFRP, e estudando-se a eventual influência da hibridização da armadura longitudinal da coluna de BA com a combinação dos varões de GFRP/SS.

A série II-CM foi composta por **7 colunas de BA** sob carregamento axial constante e lateral monotónico, cujas características paramétricas estiveram vinculadas (i) ao tipo de material da armadura longitudinal e transversal; (ii) ao nível de carregamento axial aplicado; e (iii) à taxa de hibridização das colunas de BA-G/SS. Assim, esta série incluiu: **1 coluna de BA com armadura de A**; **3 colunas de BA com armadura de GFRP**, sujeitas a 3 níveis de carga axial (0, 20% e 33% da carga axial última, respectivamente); e **3 colunas de BA com armadura hibridizada** com duas taxas de hibridização de G/SS (H1 e H2), sob carregamento lateral monotónico, com carregamento axial de 20% da carga axial última para cada taxa de hibridização (2 colunas de BA) e de 33% da carga axial última para a taxa de hibridização H1 (1 coluna de BA). A hibridização H1 consistiu nas taxas de hibridização  $\rho_{tot-H1} = 1,68\%$  e  $\rho_{eff-H2} = 2,19\%$ ; e a hibridização H2 consistiu nas taxas de hibridização  $\rho_{tot-H2} = 1,39\%$  e  $\rho_{eff-H2} = 1,73\%$ . Nesta série, avaliou-se a influência dos níveis de carga axial na resistência das colunas de BA sob carregamento lateral monotónico, referente ao tipo de material e à variação da taxa de hibridização; neste último caso, teve-se em vista a capacidade de plastificação dos varões de SS.

Por fim, a série III-CC incluiu **6 colunas de BA** sob carregamento axial constante e lateral cíclico, cujas características estiveram relacionadas com (i) o tipo de material das armaduras longitudinal e transversal; e (ii) as diferentes taxas de hibridização da armadura longitudinal (H1 e H2), combinando varões de GFRP e de SS, em que a carga axial atuante foi igual a  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  e  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$ . Assim, as colunas de BA desta série incluíram: **2 colunas de BA com armadura longitudinal de A e GFRP**, respectivamente; **e 4 colunas de BA com armadura hibridizada, com duas taxas de hibridização GFRP/SS**, sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  (2 colunas de BA) e  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$  (2 colunas de BA). Esta série permitiu analisar a influência do tipo de material da armadura longitudinal e, principalmente, a possibilidade de ocorrência da plastificação dos varões de SS, para ambas as taxas de hibridização com varões G/SS, sob carregamento lateral cíclico.

#### 3.4 Fabrico dos elementos estruturais em BA

As colunas de BA foram construídas por meio da montagem das armaduras longitudinais e transversais, tendo-se seguido a montagem dos contraplacados e das madeiras de cofragem. As armaduras das colunas de BA com varões de A e GFRP foram montadas com os seus respectivos varões instrumentados (com extensómetros elétricos – ver secção 3.6) nas zonas previstas (na coluna e no interior da sapata de BA). Semelhantemente, realizou-se a montagem da armadura das sapatas de BA com varões de A.

O fabrico das colunas de BA da campanha experimental ocorreu em duas fases. Na primeira fase, foram construídas 3 colunas de BA (S-R-N20-CM, G-R-N20-CM e G-R-N20-CC), para avaliar a eficácia do sistema de ensaio e confirmar as condições características de dimensionamento, ou seja, avaliar o desempenho resistente quanto ao momento fletor de projeto para a secção transversal de referência. Na segunda fase, após verificação e confirmação dos aspectos acima referidos, foram construídas as restantes colunas (13 colunas de BA), cujo betão pronto foi solicitado a partir das mesmas características do betão pronto da primeira fase.

Todas as informações concernentes às características mecânicas do betão aos 28 dias e no dia do ensaio das colunas estão apresentadas nas secções seguintes. A Figura 3.8 ilustra a montagem da armadura da coluna e da sapata de uma coluna de BA-GFRP.



Figura 3.8 – Montagem da armadura da coluna com varões de GFRP e da armadura da sapata com varões de A

As cofragens (contraplacado e madeiras com espessuras de 20 mm) foram montadas, mantendo a posição das colunas de BA sempre na vertical. A montagem das cofragens

ocorreu, primeiramente, pelas sapatas, mantendo aberturas laterais na face superior, a fim de facilitar as atividades de betonagem. Esta medida foi tomada com o intuito de realizar a betonagem das colunas e das sapatas numa única fase, objetivando evitar juntas de betonagem. A montagem das cofragens é apresentada da Figura 3.9 à Figura 3.11.



Figura 3.9 – Montagem das cofragens das sapatas (à esquerda) e da coluna (à direita)



Figura 3.10 – Montagem das cofragens das colunas de BA da série-I-C



Figura 3.11 – Vista panorâmica das colunas de BA com sapatas

As colunas de BA da série I-C foram betonadas na posição vertical, de acordo com as práticas correntes. A betonagem das demais colunas foi iniciada pelo enchimento das cofragens das sapatas por meio das aberturas na face superior e, em seguida, das colunas, como mostrado na Figura 3.12. Ao término da betonagem, realizou-se o processo de cura através da molhagem dos elementos estruturais por um período de 4 dias, a fim de evitar a fissuração por retração. E, finalmente, depois de 7 dias, realizou-se a descofragem.

Por conta dos elevados níveis de carregamento axial e lateral a que estariam submetidas, as extremidades superiores das colunas de BA foram reforçadas com 3 camadas de mantas de polímero reforçado com fibras de carbono (CFRP), ao longo de uma altura de reforço igual à dimensão da secção transversal (300 mm), como mostrado na Figura 3.13 – este reforço local teve como objectivo evitar eventuais roturas prematuras por esmagamento do betão na zona de aplicação de carga.



Figura 3.12 – Betonagem das colunas de BA



Figura 3.13 – Colunas de BA descofradas e reforçadas no topo com mantas de CFRP

## 3.5 Propriedades dos materiais

Os materiais utilizados na construção das colunas incluíram: (i) betão; e varões em (ii) aço carbono (convencional); (iii) GFRP; e (iv) aço inoxidável. Estes materiais foram caracterizados de acordo com as recomendações normativas vigentes, com exceção dos varões de GFRP à compressão, em que, na ausência de uma norma específica, foram adotados os procedimentos (não normalizados) de ensaio reportados na literatura técnica.

#### 3.5.1 Betão

O betão pronto utilizado nas duas fases de fabrico das colunas de BA, fornecido pela empresa Unibetão, apresentou as seguintes características: (i) cimento CEMII/A-L 42,5R, com adições tipo II; (ii) classe de exposição ambiental XC3; (iii) classe de teor de cloretos Cl0,4; (iv) máxima dimensão do agregado mais grosso de 22 mm; (v) classe de consistência S3; e (vi) adjuvante multifuncional. As características do referido betão estão em concordância com as recomendações da norma NP EN 206-1 (2007).

Para o betão no estado fresco, realizou-se o ensaio de abaixamento, de acordo com as recomendações da norma NP EN 12350-2 (2002). O valor de abaixamento medido foi 120 mm±5 mm, em conformidade com a classe de consistência S3.

Foram confeccionados provetes cúbicos de 150 mm de aresta e cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura para a caracterização do betão, com variação da quantidade entre 3 a 5 provetes para cada tipo de ensaio.

Os testes de caracterização do betão (ensaio de resistência à compressão cúbica, ensaio de resistência à tracção por compressão diametral e determinação do módulo de elasticidade secante em compressão) foram realizados aos 28 dias e nos dias dos testes das colunas de BA, numa prensa da marca Toni Pack, com 3000 kN de capacidade, e numa máquina universal de ensaios Instron, com 250 kN de capacidade, tendo sido respeitadas as recomendações normativas da norma NP EN 12390-2 (2009) referente aos processos de cura dos provetes em câmara húmida a 20±2°C e com humidade relativa ≥ 95%. Os testes de caracterização do betão foram realizados de acordo com as recomendações das normas NP EN 12390-3 (2011), NP EN 12390-6 (2011) e LNEC E 397 (1993). Os ensaios de caracterização do betão estão ilustrados na Figura 3.14.



Figura 3.14— Ensaios de resistência à compressão cúbica (à esquerda, acima), à tracção por compressão diametral (à esquerda, abaixo) e determinação do módulo de elasticidade secante do betão (à direita)

As resistências médias à compressão cúbica e à tracção, e o módulo de elasticidade secante do betão aos 28 dias e nos dias dos testes estão listados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Resultados da caracterização do betão das colunas de BA (valor médio ± desvio padrão)<sup>7</sup>

Colunas	$f_{c,28}$ [MPa]	fc,teste [MPa]	fct,teste [MPa]	$E_{c,28}$ [GPa]	
S-R-C					
G-R-C	41,0±1,5	$49,3\pm2,5$	$2,72\pm0,10$	$38,3\pm0,9$	
G/SS-H1-C	_				
S-R-N20-CM	39,8±0,6	39,9±1,4	$2,64\pm0,18$	38,9±1,0	
G-R-N0-CM	36,5±3,2	40,0±1,8	2,56±0,26	39,9±0,3	
G-R-N20-CM	39,8±0,6	39,9±1,4	$2,64\pm0,18$	38,9±1,0	
G-R-N33-CM	41,0±1,5	47,5±0,8	2,72±0,10	38,3±0,9	
G/SS-H1-N20-CM	$32,8^8\pm1,8$	36,0±1,8	-	-	
G/SS-H1-N33-CM	41,0±1,5	47,5±0,8	2,72±0,10	38,3±0,9	
G/SS-H2-N20-CM	26.512.2	26.5+2.2 40.0+1.9	2,56±0,26	20.0+0.2	
S-R-N20-CC	- 30,3±3,2	$36,5\pm3,2$ $40,0\pm1,8$		$39,9\pm0,3$	
G-R-N20-CC	39,8±0,6	39,9±1,4	2,64±0,18	38,9±1,0	
G-R-N33-CC	41,0±1,5	47,3±0,8	2,72±0,10	38,3±0,9	
G/SS-H1-N20-CC	32,8±1,8	36,0±1,8	-	-	
G/SS-H1-N33-CC	41.0+1.5	47.2+0.8	2.72+0.10	20.2+0.0	
G/SS-H2-N20-CC	- 41,0±1,5	$47,3\pm0,8$	$2,72\pm0,10$	$38,3\pm0,9$	

Legenda:  $f_{c,28}$  – Resistência à compressão cúbica do betão aos 28 dias;  $f_{c,teste}$  – Resistência à compressão cúbica do betão no dia dos testes;  $f_{c,teste}$  – Resistência à tracção por compressão diametral do betão no dia dos testes;  $E_{c,28}$  – módulo de elasticidade secante do betão aos 28 dias

-

<sup>&</sup>lt;sup>7</sup> Não foi possível a realização de alguns testes à tracção por compressão diametral nos dias dos testes, além da determinação do módulo de elasticidade secante do betão nos dias dos testes das colunas de BA.

<sup>&</sup>lt;sup>8</sup> A diminuição da resistência à compressão cúbica das colunas G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H1-N20-CC deu-se em virtude do aumento da relação água/cimento (efectuado pela empresa fornecedora do betão pronto), visando o melhoramento da trabalhabilidade no momento das atividades de betonagem.

#### 3.5.2 Armaduras

Os varões de A, de GFRP e de SS que compuseram as armaduras longitudinais e transversais das colunas de betão foram caracterizadas de acordo com ensaios normalizados, com exceção dos varões de GFRP à compressão, em que foi realizado um ensaio não normalizado.

### 3.5.2.1 Aço carbono (A)

Foram utilizados varões de A da classe A500 (fornecidos pela empresa Chagas) nas armaduras longitudinais e transversais de algumas colunas de BA, nomeadamente, as colunas S-R-N20-CM e S-R-N20-CC ( $\phi_l$  = 16 mm e  $\phi_t$  = 8 mm) e na armadura de todas as sapatas ( $\phi_l$  = 16 mm).

Estes varões são de aço laminado a quente, com acabamento rugoso e com ductilidade especial. Para os ensaios de tracção dos varões de A foram utilizados entre 5 a 6 provetes de 300 mm de comprimento. As deformações axiais dos provetes foram aferidas por meio de um vídeo-extensómetro de alta definição (câmara *Sony XCG-5005E* e lente *Fujinon-Fujifilm HF50SA-1*). Estes ensaios experimentais de caracterização foram realizados de acordo com a norma EN 10002-1 (2001), numa máquina universal de ensaios da marca Instron, modelo 1343, com capacidade de 250 kN.

As curvas experimentais tensão axial *vs.* extensão axial à tracção dos varões de A com diferentes diâmetros, referentes à primeira e à segunda fases dos ensaios estão ilustrados na Figura 3.15 e na Figura 3.16, respectivamente.

O módulo de elasticidade dos varões foi calculado pela equação (3.1),

$$E_A = \frac{\sigma_{t,35} - \sigma_{t,5}}{\varepsilon_{t,35} - \varepsilon_{t,5}} \tag{3.1}$$

em que,

 $\sigma_{t,35}$  é a tensão axial de tracção relativa a 35% da tensão axial máxima de tracção;

 $\sigma_{t,5}$  é a tensão axial de tracção relativa a 5% da tensão axial máxima de tracção;

 $\varepsilon_{t,35}$  é a extensão axial de tracção relativa a  $\sigma_{t,35}$ ;

 $\varepsilon_{t,5}$  é a extensão axial de tracção relativa a  $\sigma_{t,5}$ .

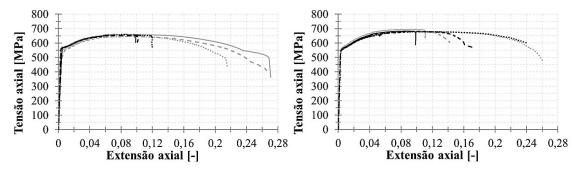


Figura 3.15 – Curvas experimentais tensão axial *vs.* extensão axial dos varões de A de 8 mm (à esquerda) e 16 mm (à direita) de diâmetro da primeira fase de ensaio das colunas

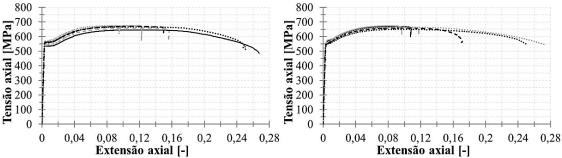


Figura 3.16 – Curvas experimentais tensão axial vs. extensão axial dos varões de A de 8 mm (à esquerda) e 16 mm (à direita) de diâmetro da segunda fase de ensaio das colunas

Na Tabela 3.4 estão apresentados os valores médios e o desvio padrão obtidos nos ensaios de tracção, em função do diâmetro de cada varão para cada fase de ensaio das colunas de BA. Os resultados obtidos estão de acordo com o esperado para o tipo de aço utilizado.

Tabela 3.4 – Resultados dos ensaios de tracção dos varões de A (valor médio ± desvio padrão)

Diâmetro	R <sub>e</sub> [MPa]	R <sub>m</sub> [MPa]	$R_m/R_e$	E <sub>s</sub> [GPa]	A <sub>rt</sub> [%]	$A_{gt}$ [%]	Fase
8	559±5,4	651±5,2	1,165	$200,7\pm0,9$	25,1	8,6	. 1a
16	553±4,2	682±4,5	1,235	200,2±0,7	25,1	9,7	1
8	555±8,5	667±8,3	1,200	200,2±0,8	25,9	10,7	. 2a
16	559±6,8	665±7,3	1,188	201,4±1,3	26,2	8,9	Δ

Legenda:  $R_e$  – Tensão de cedência da armadura;  $R_m$  – Tensão de rotura da armadura;  $A_{rt}$  – Extensão após a rotura;  $A_{gt}$  – Extensão total na força máxima

# 3.5.2.2 GFRP

### 3.5.2.2.1 Características gerais

Os varões de GFRP utilizados nesta pesquisa, fornecidas pela empresa ATP *Construction Composites*, apresentaram os seguintes elementos na sua composição: (i) fibras de vidro do tipo ECR (do inglês, *E-Glass Corrosion Resistant*); (ii) matriz com resina do tipo viniléster; (iii) acabamento superficial com fibras enroladas em formato helicoidal a 45°; e (iv) teor mássico de 81% de fibras de vidro.

Estes varões foram produzidos por meio dos processos de pultrusão, no caso dos varões longitudinais de 16 mm de diâmetro, e de injeção de resina no interior de um molde, no caso das cintas de GFRP de 12 mm de diâmetro.

## 3.5.2.2.2 Resistência à tracção dos varões retos de FRP

O teste dos varões de GFRP à tracção, com 16 mm de diâmetro, ocorreu em conformidade com as recomendações da norma ASTM D7205 (2006). Os provetes apresentaram um comprimento total de 1110 mm, tendo nas extremidades uma proteção com cilindros de aço com 180 mm de comprimento, 42 mm de diâmetro externo e 2,5 mm de espessura. A proteção das extremidades dos provetes deu-se por conta da possibilidade de rotura prematura, devido ao aperto provocado pelas garras da máquina universal de ensaios da marca Instron. Somado a isto, manteve-se um comprimento de varão para além do cilindro, a fim de dificultar o escorregamento entre o varão de GFRP e um graute expansivo (descrito em baixo). O comprimento livre entre cilindros de aço foi de 620 mm.

Assim, para o fabrico dos provetes, recorreu-se à proteção das extremidades dos varões, com cilindros de aço preenchidos com graute expansivo SikaGrout<sup>®</sup>-213 (à base de cimento, com relação água/cimento = 0,15), bem como à construção de um suporte de madeira que permitiu que os varões fossem centrados nos cilindros (Figura 3.17).



Figura 3.17 – Varões de GFRP presos ao suporte de madeira, tendo as extremidades protegidas com cilindros de aço e preenchidas com graute expansivo

Assim, aplicou-se a carga de tracção com adequada pressão de aperto (80 bar) na extremidade do provete, evitando a rotura prematura e o escorregamento entre o varão de GFRP e o graute. Os valores dos deslocamentos de um conjunto de pontos marcados previamente na superfície dos provetes foram capturados por um vídeo-extensómetro de

alta definição (o mesmo utilizado no ensaio de tracção dos varões de A), como mostrado na Figura 3.18. Os ensaios foram efectuados a uma velocidade de 0,1 mm/s.

Desta feita, foram testados 3 provetes dos varões de GFRP de 16 mm de diâmetro. A rotura dos varões de GFRP ocorreu pelo rompimento preliminar das fibras helicoidais em torno do perímetro do varão (por não estarem imersas na matriz com resina viniléster), seguindo-se a rotura das fibras de vidro longitudinais no interior da matriz polimérica. Esta rotura ocorreu sem o destacamento completo das fibras de vidro longitudinais, por conta da presença das fibras helicoidais não rompidas, como ilustrado na Figura 3.18.

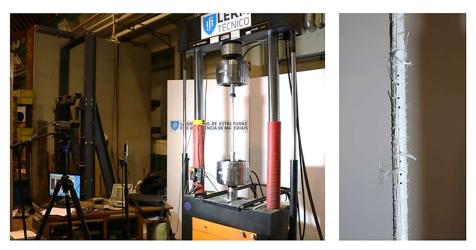


Figura 3.18 – Sistema de ensaio de tracção (à esquerda) e modo de rotura dos varões de GFRP (à direita)

As curvas experimentais tensão axial vs. extensão axial à tracção dos provetes dos varões de GFRP com diâmetro de 16 mm exibiram um comportamento mecânico elástico-linear até à rotura, como pode ser verificado na Figura 3.19.

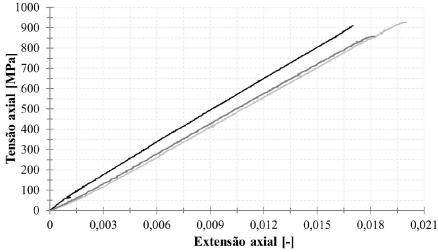


Figura 3.19 – Curvas experimentais tensão axial vs. extensão axial à tracção dos varões de GFRP com 16 mm de diâmetro (armadura longitudinal das colunas)

Os valores médios e o desvio padrão das características mecânicas à tracção dos varões de GFRP utilizados nas armaduras longitudinais são mostrados na Tabela 3.5, em que a tensão ( $f_{fl\text{-}GFRP}$ ) e a extensão axial ( $\varepsilon_{fl\text{-}GFRP}$ ) de rotura e o módulo de elasticidade ( $E_{fl\text{-}GFRP}$ ).

Tabela 3.5 – Resultados dos ensaios de tracção dos varões de GFRP (valor médio ± desvio padrão)

Diâmetro	f <sub>ft-GFRP</sub> [MPa]	Eft-GFRP [-]	$E_{ft\text{-}GFRP}$ [GPa]
16	900±26,5	$0,018\pm0,001$	50,0±2,2

## 3.5.2.2.3 Resistência à tracção dos troços dobrados dos varões de GFRP

A capacidade resistente da região das dobras em varões de FRP é notadamente reduzida, em virtude da concentração de carga nesta região, do enfraquecimento das fibras perpendiculares ao eixo do varão (El-Sayed *et al.*, 2017) e, nalguns casos, da redução local de diâmetro na zona da dobra (Bank, 2006). De acordo com a norma ASTM D7914 (2014), o desempenho mecânico da região dobrada é influenciado (i) pelo comprimento da dobra, (ii) pelo raio de dobragem, e/ou (iii) pelo tipo de estribo/cinta de FRP.

A caracterização da região dobrada das cintas de GFRP foi efetuada, de acordo com a norma ASTM D7914 (2014), através de um ensaio num sistema auto equilibrado, ilustrado na Figura 3.20, capaz de medir a redução da capacidade resistente desta região em relação ao troço reto das cintas.

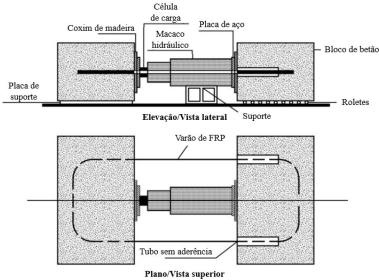


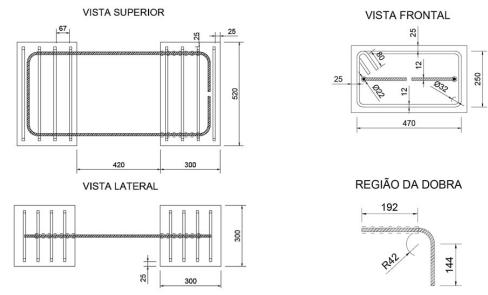
Figura 3.20 – Sistema de ensaio da resistência à tracção da região dobrada dos espécimes de cintas de GFRP (adaptado de ASTM D7914, 2014)

O troço reto não esteve aderente ao betão (presença de um tubo de PVC), permitindo que toda a solicitação fosse resistida pela região dobrada. Na montagem do provete foi utilizado um espécime de cinta de GFRP, como mostrado na Figura 3.20, de acordo com

as recomendações normativas, com geometria diferente das cintas de GFRP das colunas de BA do programa experimental, contudo com valor do raio de dobragem similar ao das cintas de GFRP.

O diâmetro dos espécimes de cintas de GFRP ensaiados foi de 12 mm. A região da dobra dos espécimes apresentou um raio de dobragem de 42 mm (igual ao adotado nas cintas das colunas) e comprimento reto de 12 vezes o diâmetro dos espécimes de cinta de GFRP, de acordo com o ACI 440.1R-15 (2015). Para evitar que a rotura ocorresse nos blocos de betão, foram montadas armaduras de aço carbono no seu interior, de acordo com a norma ASTM D7914 (2014).

Para a caracterização da região dobrada das cintas de GFRP foram fabricados 5 provetes compostos por dois blocos de BA e um espécime de cinta de GFRP com 12 mm de diâmetro. As dimensões do sistema de ensaio são mostradas na Figura 3.21.



OBS: Todas as dimensões estão em mm e a linha tracejada representa o tubo de PVC

Figura 3.21 – Detalhamento dos componentes do sistema de ensaio de tracção da região dobrada dos espécimes de cintas de GFRP

A montagem e o fabrico dos provetes são ilustrados da Figura 3.22 à Figura 3.24.

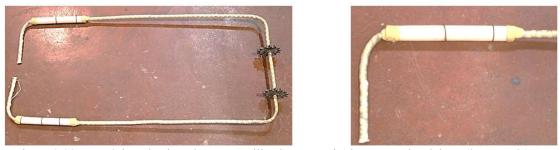


Figura 3.22 – Espécime de cinta de GFRP utilizado no ensaio de tracção das dobras (à esquerda) e região dobrada com tubo de PVC (à direita)





Figura 3.23 - Armadura dos blocos de betão (à esquerda) e montagem do provete de BA (à direita)





Figura 3.24 – Betonagem (à esquerda) e descofragem dos blocos de BA (à direita)

O sistema de ensaio foi montado visando a aplicação de um deslocamento relativo entre os blocos de betão, por meio de um macaco hidráulico da marca Enerpac, com 250 kN de capacidade, como ilustrado na Figura 3.25. A carga foi medida com uma célula de carga da marca TML, com 200 kN de capacidade, tendo sido aplicada a uma velocidade média de 0,05 kN/s.

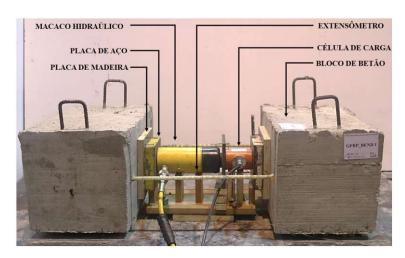


Figura 3.25 - Componentes do sistema de ensaio de tracção da região dobrada das cintas de GFRP

O ensaio de caracterização ocorreu dentro das recomendações normativas, tendo todos os provetes rompido na região dobrada dos espécimes de GFRP, como mostrado na Figura 3.26, o que caracterizou um tipo de rotura válida, de acordo com o ACI 440.3R-12 (2012).





Figura 3.26 – Rotura num dos ramos dos espécimes de cintas de GFRP (à esquerda) com destaque à rotura da região dobrada sob esforços de tracção (à direita)

Em todos os provetes foram instalados extensómetros elétricos da marca TML, modelo FLKB-6-11, nos ramos dos espécimes de cintas de GFRP. As leituras destes extensómetros mostraram uma diminuta assimetria das extensões axiais. Na Tabela 3.6 estão mostrados os valores médios e o desvio padrão obtidos no ensaio de resistência à tracção da região dobrada dos espécimes de cintas de GFRP.

Tabela 3.6 – Resultados dos ensaios de resistência à tracção da região dobrada dos espécimes de GFRP (valor médio ± desvio padrão)

Diâmetro	$P_{fb}$ [kN]	ffb [MPa]	χ [%]	Δext [%]
12	56,4	$249,2\pm29,6$	27,8	13,8

Legenda:  $P_{fb}$  – Carga de rotura da região dobrada dos espécimes de GFRP;  $f_{fb}$  – Resistência à tracção da região dobrada dos varões de GFRP;  $\chi$  – Fator de redução da resistência à tracção;  $\Delta_{ext}$  – Diferença da leitura de extensão axial nos ramos dos espécimes de GFRP

O valor médio da resistência à tracção da região dobrada dos espécimes de cintas de GFRP foi de, aproximadamente, 250 MPa. Este valor foi inferior em cerca de 72% ao valor da resistência à tracção média dos varões retos de GFRP com diâmetro de 16 mm. O percentual de fator de redução está em consonância com as especificações da norma ACI 440.1R-15 (2015).

## 3.5.2.2.4 Resistência à compressão dos varões retos de GFRP

A caracterização dos varões de GFRP à compressão não é coberta, até ao momento desta pesquisa, por uma norma técnica. Assim, na presente tese, os métodos de fabrico dos provetes e o sistema de ensaio foram baseados nas informações da literatura técnica, com destaque para as pesquisas de Deitz *et al.* (2003) e AlAjarmeh *et al.* (2019) com varões de GFRP à compressão.

Os provetes ensaiados apresentaram um comprimento total de 190 mm, tendo nas extremidades uma proteção com cilindros de aço com 45 mm de comprimento, 42 mm de diâmetro externo e 2,5 mm de espessura, como mostra a Figura 3.27. Para a altura livre

 $(L_u)$  entre as extremidades protegidas dos varões de GFRP, foi definido um valor de 80 mm (esbelteza do varão  $L_u/d_b = 5$ , em que  $d_b$  é o diâmetro do varão de GFRP), para que a rotura dos varões ocorresse combinando esmagamento e microencurvadura das fibras; segundo AlAjarmeh *et al.* (2019), este modo de rotura reflecte o comportamento mecânico dos varões longitudinais de GFRP no interior das colunas de BA.

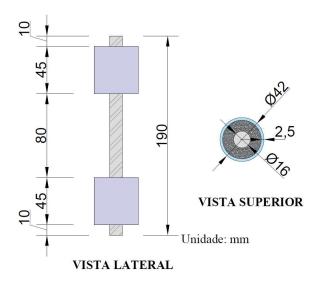


Figura 3.27 – Esquema do provete de GFRP no ensaio de caracterização à compressão com vistas lateral e superior

No fabrico dos provetes, recorreu-se à proteção das extremidades dos varões com cilindros de aço preenchidos com graute expansivo (o mesmo utilizado nos ensaios de tracção), como mostrado na Figura 3.28. Na aplicação do carregamento de compressão, foram dispostas chapas de aço nas extremidades dos provetes, como ilustrado na Figura 3.28, que compuseram um sistema de travamento e centralização dos provetes, aumentando a eficiência da caracterização dos varões de GFRP. A caracterização dos varões de GFRP à compressão ocorreu na máquina universal de ensaios da marca Instron (à semelhança da utilizada no ensaio à tracção). Os ensaios foram efectuados a uma velocidade de 0,015 mm/s.

Desta feita, foram testados 4 provetes dos varões de GFRP de 16 mm de diâmetro à compressão, os quais foram instrumentados com extensómetros elétricos da marca TML, modelo FLKB-6-11, como ilustrado na Figura 3.28, em virtude da reduzida altura total dos provetes à compressão, dificultando o emprego do vídeo-extensómetro (utilizado no ensaio dos varões de GFRP à tracção).



Figura 3.28 – Caracterização dos varões de GFRP à compressão, com destaque para (i) o fabrico dos provetes com a proteção nas extremidades (à esquerda, acima); (ii) a instrumentação dos varões de GFRP e o travamento contra o deslocamento lateral dos provetes (à esquerda, abaixo); e (iii) o sistema de aplicação de carga de compressão (à direita)

Os provetes dos varões de GFRP à compressão apresentaram rotura por esmagamento das fibras, com a zona de rotura geralmente afastada do centro da altura livre e exibindo um plano de corte inclinado, como mostrado na Figura 3.29.

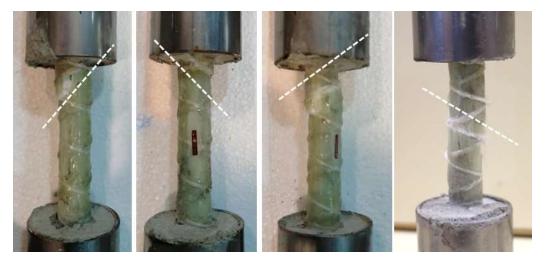


Figura 3.29 – Modo de rotura dos varões de GFRP à compressão, com  $L_u/d_b = 5$ , por esmagamento das fibras de vidro, com destaque ao plano de corte

Este tipo de rotura assemelhou-se com o modo de rotura descrito no estudo de AlAjarmeh et al. (2019) para varões com acabamento superficial com areia, com esbelteza  $L_u/d_b < 4$ ; os resultados da caracterização mostraram que as fibras de vidro enroladas de maneira

helicoidal nos provetes dos varões de GFRP promoveram uma restrição à microencurvadura das fibras longitudinais de vidro.

As curvas experimentais tensão axial *vs.* extensão axial à compressão dos provetes dos varões de GFRP com diâmetro de 16 mm exibiram um comportamento mecânico elásticolinear até a rotura, como pode ser verificado na Figura 3.30.

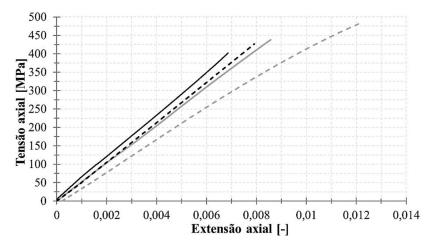


Figura 3.30 – Curvas experimentais tensão axial vs. extensão axial à compressão dos varões de GFRP com 16 mm de diâmetro

Na Tabela 3.7, estão mostrados os valores médios e o desvio padrão das propriedades mecânicas obtidas no ensaio de resistência à compressão dos varões de GFRP: tensão à compressão ( $f_{fc-GFRP}$ ), extensão axial na rotura ( $\varepsilon_{fc-GFRP}$ ), módulo de elasticidade ( $E_{fc-GFRP}$ ) e factor de redução da resistência à compressão face à resistência à tracção ( $\chi$ ).

Tabela 3.7 – Resultados dos ensaios de compressão dos varões de GFRP (valor médio ± desvio padrão)

Diâmetro	f <sub>fc-GFRP</sub> [MPa]	Efc-GFRP [-]	$E_{fc\text{-}GFRP}$ [GPa]	χ [%]
16	$438,1\pm34,8$	$0,0087\pm0,0016$	51,1±5,1	49

O valor médio da resistência à compressão dos varões de GFRP foi, aproximadamente, 438 MPa. Este valor corresponde a cerca de 49% do valor médio da resistência à tracção dos varões retos de GFRP com diâmetro de 16 mm. Este resultado é consistente com os valores de resistência à compressão obtidos por Deitz *et al.* (2003), cujo percentual de comparação com a resistência dos varões de GFRP à tracção foi de 50%, mas inferior ao reportado por AlAjarmeh *et al* (2019). Relativamente ao módulo de elasticidade à compressão dos varões de GFRP, o valor de 51 GPa foi idêntico ao medido nos varões de GFRP ensaiados à tracção, também à semelhança dos resultados observados por Deitz *et al.* (2003) e AlAjarmeh *et al* (2019).

## 3.5.2.2.5 Resistência ao corte dos varões retos de GFRP

O comportamento mecânico dos varões de GFRP ao corte é amplamente influenciado pelas propriedades da matriz polimérica e pela distribuição de tensões a que estão sujeitos (FIB 40, 2007; Nanni et al., 2014). A caracterização da resistência ao corte dos varões de GFRP realizada no presente estudo foi motivada, principalmente, pela observação, nos ensaios das colunas de BA, de superfícies de rotura por corte nos varões de GFRP sob compressão e, também, pelas elevadas deformações transversais a que os varões foram sujeitos nos ensaios com cargas laterais (que terão induzido também as tensões de corte nos varões). Portanto, foram utilizadas as recomendações da norma ASTM D7617 (2017), para aplicação de solicitações que reproduzem o efeito do tipo ferrolho (em inglês, dowel action) (FIB 40, 2007).

Foram ensaiados 6 provetes de varões de GFRP para cada diâmetro (12 mm e 16 mm), com um comprimento de 130 mm. Os elementos do sistema de ensaio foram adaptados do sistema recomendado na norma ASTM D7617 (2017), mantendo-se as características dos elementos de contato com os provetes (elementos em forma de "V" e com a forma de "C" junto às partes inferior e superior dos provetes dos varões de GFRP, respectivamente), como ilustrado na Figura 3.31. A distância livre entre as faces internas dos apoios em forma de "V" foi de 40 mm.

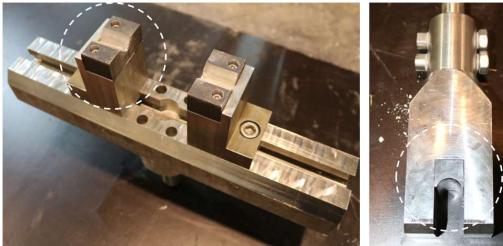




Figura 3.31 - Elementos de adaptação em forma de "V" (à esquerda) e de "C" (à direita) do sistema de ensaio de caracterização dos varões de GFRP ao corte

Desta feita, avaliou-se a resistência ao corte dos varões de GFRP, com os diâmetros de 12 mm e 16 mm, na direção transversal às fibras longitudinais de vidro, a partir de um esquema de aplicação de carga que gerou dois planos de corte nas extremidades da distância livre, como ilustrado na Figura 3.32.

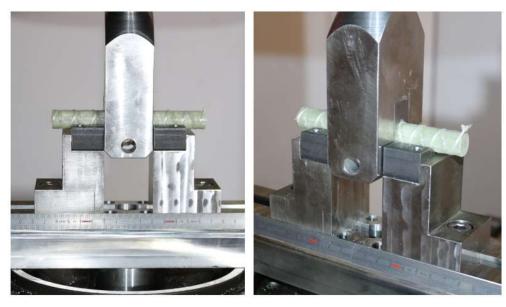


Figura 3.32 – Vistas frontal (à esquerda) e panorâmica (à direita) do sistema de ensaio com varões de GFRP de 16 mm de diâmetro

Os ensaios foram efectuados na máquina de ensaios descrita acima, a uma velocidade de 0,015 mm/s. Os modos de roturas dos varões de GFRP, mostrados na Figura 3.33 para o varão com diâmetro de 16 mm, foram coincidentes com aqueles referenciados pela norma ASTM D7617 (2017).



Figura 3.33 – Modos de rotura ao corte dos provetes dos varões de GFRP com diâmetro de 16 mm (acima), com destaque aos planos de corte (abaixo), e com diâmetro de 12 mm (ao meio)

Os planos de corte nos provetes dos varões de GFRP foram materializados em dois picos de carga nas curvas experimentais carga vs. deslocamento vertical (da máquina), como

ilustrado na Figura 3.34. Nas curvas experimentais, para aproximadamente 30% a 40% da carga máxima, notou-se ainda um ligeiro patamar de deslocamento sem aumento do carregamento aplicado (por exemplo, próximo dos 25 kN para os varões de GFRP com diâmetro de 16 mm), que se deveu à danificação (local) da superfície do provete pelo elemento inferior do sistema de ensaio.

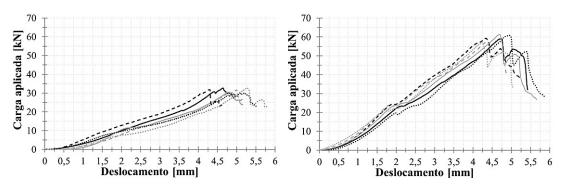


Figura 3.34 – Curvas experimentais carga vs. deslocamento vertical dos provetes dos varões de GFRP com diâmetro de 12 mm (à esquerda) e 16 mm (à direita)

Na Tabela 3.8, estão mostrados os resultados obtidos neste ensaio de resistência ao corte dos varões de GFRP com diâmetro de 12 mm e 16 mm, nomeadamente, a força máxima  $(P_{s,GFRP})$  e a tensão máxima de corte  $(\tau_{u,GFRP})$ , obtida a partir da relação entre metade de  $P_{s,GFRP}$  e a área da secção tranversal do varão de GFRP (assumindo uma tensão de corte uniforme na secção).

Tabela 3.8 – Resultados dos ensaios de corte dos varões de GFRP (valor médio ± desvio padrão)

Diâmetro	$P_{s,GFRP}$ [kN]	$ au_{u,GFRP}$ [MPa]
12	31,5	139±4,8
16	59,2	147±4,2

O valor médio da resistência ao corte dos varões de GFRP foi, aproximadamente, 139 MPa e 147 MPa para os varões de GFRP com diâmetro de 12 mm e 16 mm, respectivamente. Este último valor corresponde a aproximadamente 16% do valor médio da resistência à tracção dos varões retos de GFRP com diâmetro de 16 mm.

#### 3.5.2.2.6 Lei de tensão de aderência vs. escorregamento

Para a caracterização da aderência entre os varões de GFRP e o betão, realizaram-se ensaios de arrancamento, segundo as recomendações normativas da ASTM D7913 (2014), para definir a lei de tensão de aderência *vs.* escorregamento para os varões de GFRP com diâmetro de 16 mm.

Foram construídos 6 provetes constituídos por um cilindro de betão, contendo, no centro, um varão de GFRP, como ilustrado na Figura 3.35. Desta feita, foram utilizados moldes de PVC de 230 mm de diâmetro e 200 mm de altura para a construção dos provetes cilíndricos de betão. Os varões de GFRP, de 1000 mm de comprimento, foram posicionados concentricamente no interior das cofragens. O comprimento de aderência considerado foi de 5 vezes o diâmetro do varão, ou seja,  $5 \times 16 = 80$  mm, em consonância com as recomendações normativas. Assim, para o restante comprimento no interior do provete, utilizou-se um tubo de PVC de 22 mm em torno do varão de GFRP, evitando a aderência entre o varão e o betão nesta região.





Figura 3.35 – Cofragem de PVC (à esquerda) e betonagem dos provetes cilíndricos (à direita)

Os provetes foram construídos com betão da classe C30/37, resultando num valor médio da resistência cúbica à compressão aos 28 dias de 39,8 MPa, da mesma ordem de grandeza do utilizado nas colunas. Para evitar a rotura prematura nas extremidades dos varões de GFRP, devido ao aperto das garras da máquina universal de ensaios da marca Instron, foram colocados, na extremidade dos varões, cilindros de aço de 150 mm de comprimento, 42 mm de diâmetro externo e 2,5 mm de espessura; estes cilindros foram preenchidos com resina epóxi, da marca Sika (referência Sikadur 330), com resistência à tracção de aproximadamente 30 MPa (após 7 dias de cura a 23°C) e tensão de aderência maior que 4 MPa, de acordo com o fabricante (Sika, 2018).

O sistema de ensaio, ilustrado na Figura 3.36, incluiu um par de chapas metálicas ligadas entre si por varões metálicos roscados, em que a chapa metálica superior esteve ligada à máquina universal de ensaios, da marca Instron, por meio de um varão de aço A235. Nos ensaios de caracterização da aderência, foi utilizado o vídeo-extensómetro já referido, que mediu as coordenadas dos pontos marcados em cada provete, a uma frequência de 5 Hz. Estes pontos foram dispostos na superfície dos varões de GFRP – abaixo e acima do

cilindro de betão – e nas faces das chapas metálicas inferior e superior, com a colocação de um elemento fixo, nos quais foram marcados outros pontos, permitindo a aferição do deslocamento relativo entre os pontos no varão e os pontos fixados nas chapas metálicas (i.e. nas extremidades livre e carregada do varão). O ensaio foi realizado em controlo de deslocamento a uma velocidade 1,0 mm/min.

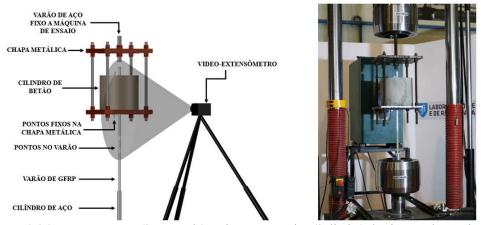


Figura 3.36 – Componentes (à esquerda) e vista panorâmica (à direita) do sistema de ensaio de arrancamento de varão de GFRP

Como referido, o acabamento da superfície dos varões de GFRP utilizados nesta campanha experimental consistiu em fibras de vidro enroladas em formato helicoidal a 45°, tendo a resistência de aderência do varão com a superfície do betão sido materializada, provavelmente, pela saliência dos helicoides, ainda que também haja alguma contribuição da rugosidade da superfície corrente do varão. Após o término do ensaio de caracterização da aderência, o provete foi cortado numa serra com disco adiamantado (Figura 3.37), permitindo uma melhor averiguação da superfície de contato entre o varão e o betão.

A superfície do varão de GFRP apresentou um visível desgaste, contudo sem o aparecimento das fibras de vidro longitudinais, que foram eficientemente protegidas pela resina. Porém, os helicoides de GFRP foram rompidos (Figura 3.38), evidenciando uma atividade de resistência mecânica ao movimento de escorregamento em relação à superfície de contato do betão. Por fim, a superfície do betão apresentou perceptíveis marcas dos helicoides das fibras de GFRP (Figura 3.38), comprovando que estes contribuíram para uma atividade aderente do varão no betão, promovida pelo atrito com os helicoides dos varões de GFRP e sem abrasão evidente da superfície de betão.



Figura 3.37 – Modo de rotura do ensaio de arrancamento dos varões de GFRP: (i) escorregamento do varão (à esquerda); e (ii) cilindro de betão dividido, com destaque ao tubo de PVC no interior (à direita)



Figura 3.38 – Escorregamento dos varões de GFRP: (i) superfície do varão desgastada com as fibras helicoidais rompidas (à esquerda); e (ii) superfície do betão com impressões das fibras helicoidais (à direita)

As curvas força *vs.* escorregamento da extremidade carregada (base) e da extremidade livre (topo) dos varões de GFRP nos provetes (Figura 3.39) foram utilizadas para a definição da relação local tensão de aderência *vs.* escorregamento entre o betão e os varões de GFRP.

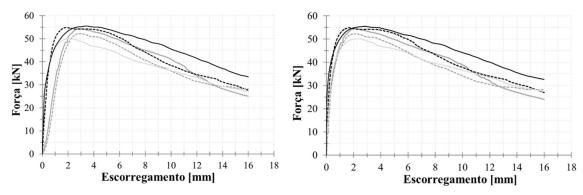


Figura 3.39 – Curvas experimentais força vs. escorregamento na base (à esquerda) e no topo (à direita) dos varões de GFRP de diâmetro de 16 mm

A expressão analítica definida neste estudo para relacionar a tensão de aderência local e o escorregamento entre o betão e os varões de GFRP baseou-se no modelo de Bertero-Popov-Eligehausen (BPE) modificado (Cosenza *et al.*, 1997). Neste modelo, a relação tensão de aderência *vs.* escorregamento divide-se em três partes distintas (Figura 3.40).

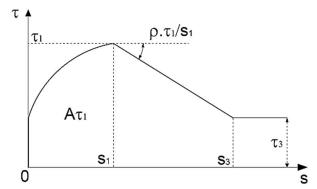


Figura 3.40 – Modelo BPE modificado (Cosenza et al., 1997)

De acordo com este modelo, o troço ascendente inicial, cujo comportamento obedece à equação (3.2), desenvolve-se até à tensão de aderência máxima,  $\tau_I$ , para um escorregamento do varão  $s < s_I$ , em que  $s_I$  representa o escorregamento relativo à tensão de aderência máxima; o troço seguinte, que consiste em uma reta descendente [equação (3.3)], apresenta um declive  $(\rho \cdot \tau_I)/s_I$ , em que  $\rho$  é um parâmetro empírico determinado pelo ajuste da curva aos resultados experimentais, com valores correspondentes ao intervalo entre  $(s_I, \tau_I)$  e  $(s_3, \tau_3)$ , sendo  $\tau_3$  a tensão de fricção e  $s_3$  o escorregamento relativo a  $\tau_3$ ; e, por fim, o último troço consiste em uma reta horizontal com valores de  $s > s_3$  e com valores de tensão de aderência constante e igual a  $\tau_3$  [equação (3.4)].

$$\frac{\tau}{\tau_1} = \left(\frac{s}{s_1}\right)^{\alpha} \qquad \text{se } s < s_1 \tag{3.2}$$

$$\frac{\tau}{\tau_1} = 1 - \rho \cdot \left(\frac{s}{s_1} - 1\right) \qquad \text{se } s_1 \le s < s_3 \tag{3.3}$$

$$\tau = \tau_3 \qquad \text{se } s > s_3 \tag{3.4}$$

O escorregamento dos varões de GFRP ao longo de um comprimento de ancoragem no betão é governado pela equação (3.5). Para resolver a seguinte equação diferencial, que define aquele problema, foi utilizado o código computacional desenvolvido por Sena-Cruz e Barros (2004), revisto e implementado por Azevedo *et al.* (2020),

$$\frac{d_s^2}{dx^2} = \frac{4}{d_b \cdot E_f} \cdot \tau(s) \tag{3.5}$$

onde s é o escorregamento, x é a posição ao longo do comprimento de ancoragem,  $\tau$  (s) é a tensão de aderência para um certo valor de escorregamento,  $d_b$  é o diâmetro do varão e  $E_f$  é o módulo de elasticidade longitudinal do varão.

Assim, a partir dos resultados experimentais e do código computacional, foram obtidas as equações (3.6) e (3.7), que representam a relação tensão de aderência-escorregamento dos varões de GFRP com acabamento superficial com fibras de vidro enroladas em formato helicoidal a 45°.

$$\frac{\tau}{13,772} = \left(\frac{s}{2,129}\right)^{0.351}$$
 se  $s < 2,129$  mm (3.6)

$$\frac{\tau}{13,772} = 1 - 0,079 \cdot \left(\frac{s}{2,129} - 1\right) \qquad \text{se } s \ge 2,129 \text{ mm}$$
 (3.7)

Por meio das equações analíticas, foi possível gerar uma curva representativa (Figura 3.41) que forneceu muito boa concordância em relação ao comportamento médio das curvas experimentais (tensão de aderência *vs.* escorregamento).

É de referir que não houve a necessidade de definir o troço reto constante do modelo acima referido (Figura 3.40), pois os dois primeiros troços reproduziram eficientemente o comportamento mecânico do varão de GFRP ao arrancamento.

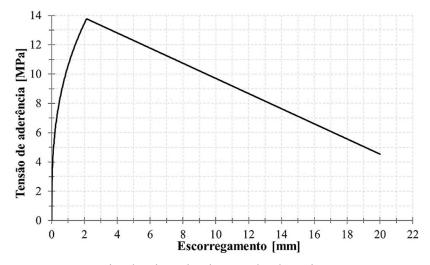


Figura 3.41 – Curva representativa da relação local tensão de aderência vs. escorregamento para varões de GFRP com acabamento helicoidal com 16 mm de diâmetro

#### 3.5.2.3 Aço inoxidável (SS)

Os varões de SS foram utilizados nas armaduras longitudinais das colunas de betão com armadura hibridizada, combinando varões de GFRP e de SS em diferentes taxas de armadura. As colunas de BA-G/SS foram armadas com varões de diâmetros de 12 mm e 10 mm para as taxas de hibridização H2 e H1, respectivamente.

De acordo com o fabricante (CORTARTEC), os varões de SS, do tipo 1.4301 austenítico, foram produzidos pelo processo de endurecimento a frio, e a sua composição química está apresentada na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Composição química dos varões do tipo 1.4301 austenítico

C	Si	Mn	P	S	N	Cr	Ni
≤ 0,07	≤ 1,00	≤ 2,00	≤ 0,045	≤ 0,03	≤ 0,11	17,5-19,5	8,0-10,5

A caracterização dos varões de SS consistiu no ensaio de tracção e de arrancamento, realizados na máquina universal de ensaios da marca Instron, em que foi possível definir respectivamente a lei constitutiva do material à tracção e a lei local de aderência entre os varões de SS e o betão para diferentes diâmetros.

Para os ensaios de tracção dos varões de SS, realizados de acordo com a norma EN 10002-1 (2001), foram utilizados 5 provetes de 300 mm de comprimento. As curvas tensão axial vs. extensão axial à tracção (medida com o videoextensómetro já referido) dos provetes dos varões de SS com diâmetro de 10 mm e de 12 mm, estão ilustradas na Figura 3.42.

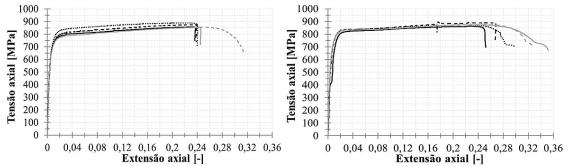


Figura 3.42 – Curvas experimentais tensão axial vs. extensão axial dos varões de SS de 10 mm (à esquerda) e 12 mm (à direita) de diâmetro

Os valores das propriedades mecânicas dos varões de SS à tracção estão apresentados na Tabela 3.10, nomeadamente a tensão limite convencional de proporcionalidade ( $R_{p0,2}$ ), a tensão de rotura à tracção ( $R_m$ ) e o módulo de elasticidade dos varões de SS ( $E_{ss}$ ).

Tabela 3.10 – Resultados dos ensaios de tracção dos varões de SS austenítico (valor médio ± desvio padrão)

Diâmetro	$R_{p\theta,2}$ [MPa]	R <sub>m</sub> [MPa]	$R_m/R_{p0,2}$	Ess [GPa]	A <sub>rt</sub> [%]	$A_{gt}$ [%]
10	$622 \pm 10,4$	$866 \pm 12,8$	1,393	196,0±5,3	25,5	23,2
12	639±9,2	871+14,0	1,364	192,6±7,5	30,5	22,0

O comportamento mecânico dos varões de SS não apresentou, como esperado, um fenómeno de cedência marcado (típico dos varões laminados a quente), exibindo uma

expressiva ductilidade e elevada resistência à tracção (por exemplo, superior em 27% à resistência dos varões de A com diâmetro de 16 mm da 1ª fase na Tabela 3.4).

Relativamente ao ensaio de arrancamento, os varões de SS com superficie nervurada foram submetidos a um sistema de ensaio semelhante ao utilizado na caracterização dos varões de GFRP (*cf.* Figura 3.36), com diferença no diâmetro dos cilindros de betão, cujo valor foi de 150 mm. As curvas experimentais força *vs.* escorregamento da extremidade carregada (base) e da extremidade livre (topo) dos varões de SS com diâmetros de 10 mm e 12 mm estão ilustradas na Figura 3.43 e na Figura 3.44, respectivamente.

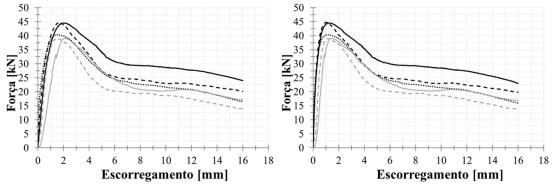


Figura 3.43 – Curvas experimentais força vs. escorregamento na base (à esquerda) e no topo (à direita) dos varões de SS de diâmetro de 10 mm

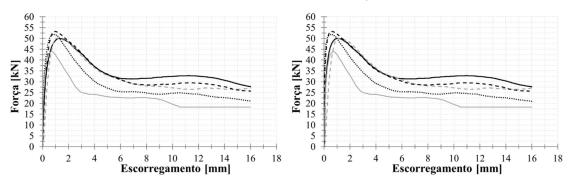


Figura 3.44 – Curvas experimentais força vs. escorregamento na base (à esquerda) e no topo (à direita) dos varões de SS de diâmetro de 12 mm

A expressão analítica que relaciona a tensão de aderência local e o escorregamento dos varões de SS, apresentada em Sena-Cruz (2005), foi definida pelas equações (3.8) e (3.9),

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_m \cdot \left(\frac{s}{s_m}\right)^{\alpha} & \text{se } s < s_m \\ \tau_m \cdot \left(\frac{s}{s_m}\right)^{-\alpha'} & \text{se } s > s_m \end{cases}$$
(3.8)

em que,

 $\tau_m$  é a resistência de aderência;

 $s_m$  é o escorregamento correspondente a  $\tau_m$ ;

 $\alpha$  e  $\alpha$ ' são parâmetros que definem o formato das curvas.

Assim, a partir dos resultados experimentais e da mesma abordagem numérica acima referida, foram obtidas as seguintes equações analíticas que representam a relação tensão de aderência vs. escorregamento dos varões de SS com diâmetro de 10 mm [equações (3.10) e (3.11)] e com diâmetro de 12 mm [equações (3.12) e (3.13)].

$$\tau_{SS10}(s) = \begin{cases} 27.1 \cdot \left(\frac{s}{1,35}\right)^{0.473} & \text{se } s < 1,35 \text{ mm} \\ 27.1 \cdot \left(\frac{s}{1,35}\right)^{-0.341} & \text{se } s > 1,35 \text{ mm} \end{cases}$$
(3.10)

$$\tau_{SS12}(s) = \begin{cases} 22, 0 \cdot \left(\frac{s}{0,794}\right)^{0.332} & \text{se } s < 0,794 \text{ mm} \\ 22, 0 \cdot \left(\frac{s}{0,794}\right)^{-0.256} & \text{se } s > 0,794 \text{ mm} \end{cases}$$
(3.12)

Por meio das equações analíticas obtidas (Figura 3.45), foi possível gerar curvas com muito boa concordância em relação ao comportamento médio das curvas experimentais.

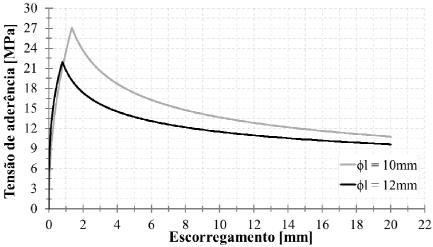


Figura 3.45 – Curvas representativas da relação local tensão de aderência vs. escorregamento para varões de SS com 10 mm e 12 mm de diâmetro

# 3.6 Ensaios das colunas de BA – Instrumentação, sistema de ensaio e protocolo de carga

## 3.6.1 Instrumentação

As colunas de BA foram instrumentadas com (i) extensómetros elétricos da marca TML, modelo FLKB-6-11, nas armaduras longitudinais (A, GFRP e SS) e transversais (A e GFRP); e (ii) deflectómetros eléctricos da marca TML de diferentes tipos e cursos, ao longo da coluna e na sapata de BA.

#### 3.6.1.1 Extensómetros elétricos

Na instrumentação das armaduras longitudinais e transversais das colunas de BA da série I-C, os extensómetros elétricos foram dispostos a meia-altura das colunas, como se mostra na Figura 3.46, pela possibilidade de os mecanismos de resistência (por exemplo, o destacamento do betão de recobrimento e atividade de confinamento do núcleo de betão) se desenvolverem nesta região (ou próxima dela).

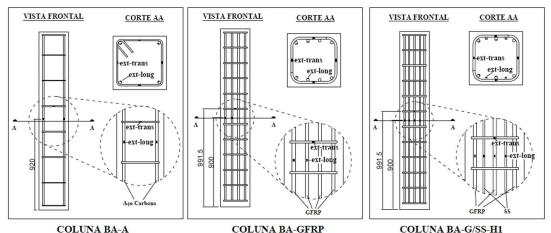


Figura 3.46 – Esquema da instrumentação com extensómetros elétricos das colunas de BA da série I-C (dimensões em mm)

A instrumentação das armaduras longitudinais das colunas de BA das séries II-CM e III-CC, com extensómetros elétricos entre as cintas, foi disposta em 2 níveis de altura acima da interface coluna-sapata na região da possível rótula e em 2 ou 3 níveis de altura (a depender da coluna de BA) abaixo da interface, ao longo da sapata de BA, como demonstrado na Figura 3.47, procurando-se verificar, neste último elemento, a ocorrência de qualquer escorregamento dos varões longitudinais.

A instrumentação das cintas das colunas das séries II-CM e III-CC, com extensómetros colados em cada ramo, foi disposta em 3 níveis de altura acima da interface coluna-sapata, na região da possível rótula, e 1 nível abaixo da interface, a depender da coluna de BA

(em alguns elementos estruturais de BA este nível de instrumentação não foi utilizado por tal ser desnecessário), como mostrado na Figura 3.47.

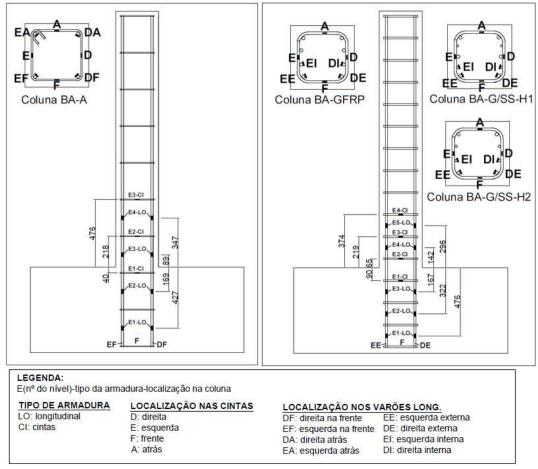


Figura 3.47 – Esquema da instrumentação com extensómetros elétricos das colunas de BA das séries II-CM e III-CC (dimensões em mm)

Na Figura 3.48 está ilustrada a instrumentação das colunas de BA com diferentes tipos de material das armaduras longitudinais e transversais.

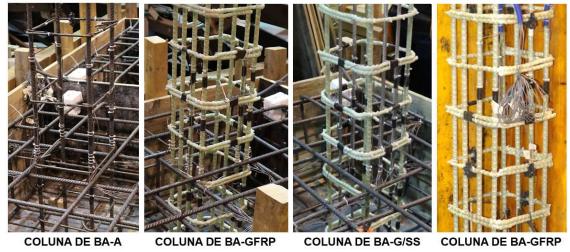


Figura 3.48 – Disposição da instrumentação nas colunas de BA com sapatas (três primeiras da esquerda para a direita) e nas colunas de BA da série I-C

#### 3.6.1.2 Deflectómetros mecânicos

Foram utilizados deflectómetros mecânicos, (i) de êmbolo, com diferentes valores de curso, ou (ii) de fio, com 500 mm de curso, para a aferição dos deslocamentos verticais e horizontais, e das curvaturas em regiões específicas das colunas de BA testadas. A disposição dos deflectómetros nas colunas de BA está ilustrada na Figura 3.49.

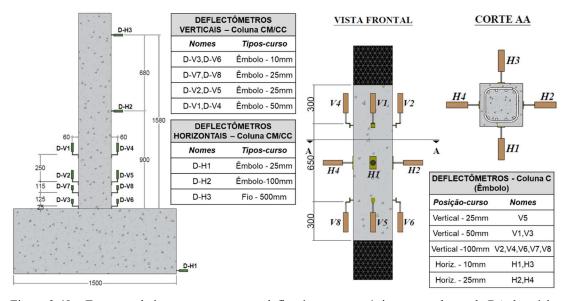


Figura 3.49 – Esquema de instrumentação com deflectómetros mecânicos nas colunas de BA das séries II-CM e III-CC (à esquerda) e da série I-C (à direita) com as referidas descrições (dimensões em mm)

Relativamente às colunas de BA da série I-C, o esquema de instrumentação incluiu: (i) a 300 mm abaixo e a 300 mm acima, respectivamente, dos bordos inferior e superior das mantas de CFRP das partes superior e inferior da coluna, foram colocados deflectómetros de êmbolo na direção vertical nas quatro faces da secção, permitindo a aferição do encurtamento vertical das colunas de BA numa altura de cerca de 650 mm; e (ii) a meia-altura da coluna de BA, com deflectómetros de êmbolo na direção horizontal nas quatro faces da secção, resultando na medição da expansão da secção transversal devido ao efeito de Poisson nos deslocamentos laterais e na deformada.

Nas colunas de BA das séries II-CM e III-CC, esta instrumentação foi disposta da seguinte forma: (i) ao longo da região da possível rótula, foram colocados deflectómetros mecânicos de êmbolo na direção vertical, permitindo a aferição das curvaturas entre as secções relativamente a diferentes níveis de altura; (ii) ao longo da altura da coluna, foram utilizados deflectómetros mecânicos de êmbolo e de fio na direção horizontal, para medir os deslocamentos laterais e na deformada; e (iii) na base das sapatas, foram colocados deflectómetros mecânicos de êmbolo na direção horizontal, visando medir quaisquer

deslocamentos de translação por conta do carregamento lateral aplicado (estes deflectómetros foram utilizados apenas nas colunas de BA da primeira fase, visto que nestes ensaios se comprovou a eficiência do sistema de ensaio relativamente ao travamento horizontal das sapatas de BA na laje de reação). Na região da possível rótula, os deflectómetros verticais foram dispostos em 4 níveis de altura, alcançando a máxima altura de 500 mm. Ao longo da coluna, os deflectómetros horizontais foram localizados a meia-altura (900 mm) e no ponto de aplicação do carregamento lateral (1580 mm).

Na Figura 3.50 estão ilustrados os deflectómetros verticais de êmbolo e os deflectómetros horizontais de êmbolo e de fio utilizados na coluna de BA.



Figura 3.50 – Deflectómetros mecânicos (i) de êmbolo, na posição vertical, na região da possível rótula (à esquerda) da coluna de BA-CM ou –CC; (ii) de êmbolo e de fio, na posição horizontal, ao longo da coluna de BA-CM ou -CC (ao meio); e (iii) de êmbolo, nas posições vertical e horizontal, na região central da coluna de BA-C (à direita)

# 3.6.2 Sistema de ensaio e protocolo de carga

Como referido, as colunas de BA deste programa experimental foram sujeitas a três diferentes condições de carregamento: (i) axial concêntrico (série I-C); (ii) lateral monotónico (série II-CM); e (iii) lateral cíclico (série III-CC); sendo que, as duas últimas condições apresentaram, em concomitância ao deslocamento lateral imposto, um carregamento axial concêntrico constante. Estas condições de carregamento, que marcaram a organização sequencial do programa experimental (descrito na secção 3.3), determinaram as principais características do sistema de ensaio e do protocolo de aplicação do carregamento solicitante.

Quanto às colunas da série I-C, ou seja, os elementos estruturais sujeitos à condição de carregamento com carga axial concêntrica, o sistema de ensaio consistiu no posicionamento vertical de cada coluna de BA-C (sem sapata) numa prensa hidráulica da marca MFL, com capacidade de 5000 kN, localizada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), como ilustrado na Figura 3.51.



Figura 3.51 – Sistema de ensaio da coluna de BA-C

Não houve a necessidade do nivelamento dos topos, visto que o acabamento realizado na etapa da betonagem dos elementos estruturais permitiu que quaisquer imperfeições da superfície fossem reduzidas ou eliminadas na fase inicial do protocolo de carga (apresentado a seguir). As colunas de BA-C ficaram apoiadas em uma chapa metálica móvel (mas possível de fixar durante o carregamento), o que permitiu um adequado e prático posicionamento da coluna na posição centrada relativamente à prensa hidráulica.

O protocolo de carga axial concêntrica, aplicada em controlo de deslocamento, compreendeu (i) uma primeira fase de pré-carregamento, a uma velocidade média (do actuador) de 0,01 mm/s, em que foi efetuado um ciclo de carga e descarga, até um valor

de força de 500 kN (correspondente a cerca de 14% da capacidade axial estimada da coluna S-R-C) para garantir a acomodação do sistema de ensaio; e (ii) uma segunda fase de aplicação da solicitação de compressão axial, com a mesma velocidade média da primeira fase, até à rotura das colunas de BA-C por esgotamento da capacidade resistente dos materiais.

O sistema de ensaio para as colunas de BA da série II-CM e série III-CC foi semelhante entre si, estando ilustrado na Figura 3.52.

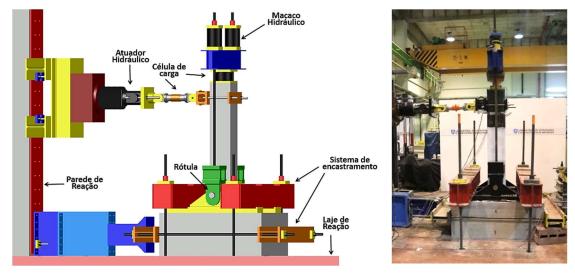


Figura 3.52 – Componentes do sistema de ensaio das colunas de BA das séries II-CM e III-CC

Nas colunas destas séries, as sapatas de BA foram encastradas na laje de reação do LERM, assegurando que o eixo longitudinal da coluna coincidisse com o eixo longitudinal de uma parede de reação. A fixação das sapatas deu-se por meio de varões de aço de elevada resistência com diâmetro de 37 mm, de perfis de aço (300 × 340 × 2300 mm³) e do préesforço à laje de reação e à parede de reação. Este sistema de encastramento da sapata visou simular as condições de impedimento dos deslocamentos de translação e rotação da interface coluna-sapata, a fim de que toda a inelasticidade do sistema estivesse concentrada na região da coluna imediatamente acima desta interface.

Nas colunas de BA das séries II-CM e III-CC, a direção do carregamento axial permaneceu constante, tendo este carregamento sido aplicado por dois macacos hidráulicos, da marca Eneparc, com capacidade de 600 kN cada, e a aferição do respectivo carregamento foi feita por uma célula de carga da marca Microteste, com capacidade de 3000 kN; a direção da força axial acompanhou a corda das colunas de BA por meio de um sistema rotulado (com peças, cavilhas e varões de elevada resistência, todos de aço), próximo à interface coluna-sapata (240 mm acima desta interface), como se ilustra na

Figura 3.52. Esta rotulação na aplicação da carga axial permitiu que o efeito de não-linearidade geométrica fosse reduzido significativamente, garantindo uma maior uniformidade do carregamento axial, além de permitir, na análise do comportamento estrutural, a consideração exclusiva da não-linearidade física ou material. Quanto ao deslocamento lateral imposto, utilizou-se um atuador hidráulico, com capacidade de 1000 kN, como mostrado na Figura 3.52, fixado à parede de reação e ligado à extremidade da coluna de betão a uma altura de 1580 mm acima da interface coluna-sapata.

O protocolo de carregamento para as colunas das séries II-CM e III-CC consistiu em duas fases. A primeira fase resultou na aplicação do carregamento axial concêntrico, em controlo de força (a uma velocidade média de cerca de 6 kN/seg), até ser atingido o valor de  $20\% \cdot A_c \cdot f_{c,teste}$  ou  $33\% \cdot A_c \cdot f_{c,teste}$  (dependendo da coluna de BA em questão), para ambas as séries de colunas, estimado a partir do valor médio da resistência à compressão do betão, aferido no dia do referido ensaio experimental. No que concerne à segunda fase, realizada em controlo de deslocamento, (i) para as colunas de BA da série II-CM, ou seja, sob carregamento lateral monotónico, procedeu-se à imposição de deslocamento lateral até à rotura da coluna a uma velocidade de 0,25 mm/seg; enquanto que (ii) para as colunas de BA da série III-CC, ou seja, sob carregamento lateral cíclico, procedeu-se à imposição da variação do deslocamento relativo (drift) de referência ( $\delta_{ref}$ ), de acordo com as recomendações estabelecidas para este tipo de ensaios no documento ACI 374.1-05 (2005). O drift corresponde à relação entre o deslocamento horizontal e a altura de aplicação da carga lateral, neste caso, igual a 1580 mm. Importa referir que neste documento, o valor de  $\delta_{ref}$  é definido como aquele em que as armaduras longitudinais atingem a cedência (determinado a partir do ensaio com carregamento lateral monotónico) – naturalmente, este critério apenas foi possível aplicar à coluna S-R-N20-CC.

Para as colunas de BA-GFRP e de BA-G/SS sob carregamento cíclico definiu-se um *drift* equivalente ( $\delta_{ref,eq}$ ) a partir do rácio entre o *drift* último do ensaio monotónico ( $\delta_u$ ) e o *drift* de cedência ( $\delta_y$ , i.e.  $\delta_{ref}$ ) obtidos na coluna de BA-A, e do  $\delta_u$ ' das colunas de BA-GFRP e de BA-G/SS. Este procedimento, em que se assumiu o mesmo rácio para as colunas de BA-GFRP e de BA-G/SS (i.e.  $\delta_u/\delta_{ref} = \delta_u$ '/ $\delta_{ref,eq}$ ), teve como objectivo ter permitido uma mais eficiente análise comparativa do desempenho estrutural relativo à coluna de BA-A. Na Tabela 3.11 estão apresentados os valores de *drifts* de referência das várias colunas de BA-CC.

Tabela 3.11 – Valores de drifts de referência das colunas de BA-CC

Colunas	δref [%]	δref,eq [%]	$\delta_{ref}/\delta_{ref,eq}$
S-R-N20-CC	0,88	-	-
G-R-N20-CC		0,67	1,31
G-R-N33-CC	-	0,50	1,76
G/SS-H1-N20-CC	- -	0,80	1,10
G/SS-H1-N33-CC	-	0,50	1,76
G/SS-H2-N20-CC	-	0,74	1,19

Quanto ao protocolo de aplicação de carregamento lateral, o primeiro nível de deslocamento lateral cíclico incluiu três ciclos relativos ao  $\delta_{ref}$  ou  $\delta_{ref,eq}$ , enquanto que os demais *drifts* e ciclos foram múltiplos do primeiro (1,25-1,88-2,5-3,75-5,0-6,25) vezes superiores), como mostra a Figura 3.53. A aplicação de deslocamento cíclico foi realizada à mesma taxa utilizada nos ensaios com carregamento monotónico (i.e., 0,25 mm/seg).

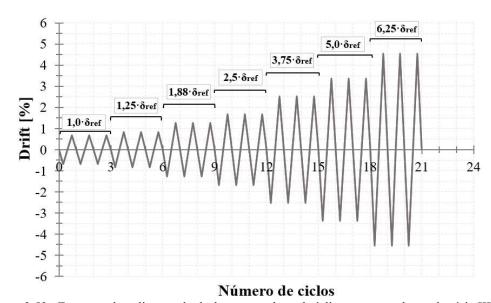


Figura 3.53- Esquema de aplicação do deslocamento lateral cíclico para as colunas da série III-CC

### **CAPÍTULO 4**

# COLUNAS DE BETÃO ARMADO SOB CARREGAMENTO AXIAL CONCÊNTRICO E LATERAL MONOTÓNICO – RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### 4.1 Considerações gerais

Este capítulo compreende a descrição, a análise e a discussão dos resultados dos ensaios experimentais das colunas de betão armado (BA), com diferentes materiais da armadura longitudinal, sob carregamento axial concêntrico (C) e sob carregamento lateral monotónico (CM); a armadura transversal destas colunas consistiu em cintas de GFRP e de aço convencional, neste último caso apenas para as colunas S-R-C e S-R-N20-CM. Os materiais constituintes da armadura longitudinal consistiram, nomeadamente, (i) no aço convencional (A), (ii) no GFRP e (iii) na hibridizada, combinando varões de GFRP e varões de aço inoxidável (G/SS). A série de colunas de BA-C incluiu três colunas com diferentes materiais da armadura longitudinal; enquanto que a série de colunas de BA-CM incluiu um conjunto de sete colunas com diferentes materiais da armadura longitudinal, diferentes taxas de hibridização e diferentes níveis de carregamento axial solicitante; neste último caso, o percentual de carregamento está relacionado com a carga axial última da secção transversal.

No presente capítulo, para as colunas de BA-C, analisa-se, pormenorizadamente, o comportamento dos elementos estruturais, relativo às curvas carregamento axial *vs.* extensão axial/lateral e às extensões axiais nas armaduras (longitudinal e transversal). Já para as colunas de BA-CM, analisa-se o comportamento dos elementos estruturais, no que se refere às curvas carregamento lateral *vs.* deslocamento lateral e momento *vs.* curvatura, às extensões axiais nas armaduras (longitudinal e transversal), às deformações na região da rótula (na base das colunas) e à ductilidade. Para ambos os grupos de colunas, analisam-se ainda os fenômenos e os modos de rotura observados nos elementos estruturais ensaiados.

Para uma melhor compreensão destes aspectos, será feita inicialmente uma análise em colunas de BA-C com diferentes materiais da armadura longitudinal (secção 4.2); seguidamente, analisa-se o comportamento das colunas de BA-CM apenas com varões

longitudinais de GFRP (secção 4.3); e, finalmente, discute-se o comportamento de colunas de BA-CM com diferentes materiais da armadura longitudinal (secção 4.4).

## 4.2 Colunas de betão armado sob carregamento axial concêntrico (BA-C) com diferentes materiais da armadura longitudinal

#### 4.2.1 Considerações iniciais

Nesta secção analisa-se e discute-se o comportamento resistente de um conjunto de três colunas de BA-C, com diferentes materiais das armaduras longitudinais, nomeadamente, de A, de GFRP e de G/SS. Com o estudo destas colunas de BA-C pretendeu-se avaliar a influência dos materiais das armaduras no desempenho resistente até à rotura das colunas, com destaque para os varões de GFRP, que exibem uma menor resistência à compressão do que à tracção, e para a solução com hibridização da armadura longitudinal, combinando varões de SS e varões de GFRP.

#### 4.2.2 Análise do comportamento estrutural das colunas

#### 4.2.2.1 Curva carregamento axial vs. extensão axial/lateral

O comportamento das colunas de BA-C foi verificado por meio das curvas de carregamento axial vs. extensão axial/lateral, como se mostra na Figura 4.1, em que a aferição (i) da extensão axial deu-se relativamente ao encurtamento da faixa central das colunas (comprimento instrumentado de 650 mm) e (ii) da extensão lateral deu-se em relação à expansão da secção transversal a meia-altura das colunas.

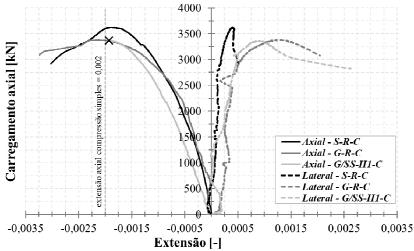


Figura 4.1 - Curvas carregamento axial vs. extensão axial/lateral das colunas de BA-C

Os gráficos da Figura 4.1 consistem nas curvas experimentais médias, relativamente às quatro faces da secção das colunas de BA-C instrumentadas com deflectómetros. Vale

destacar que a curva experimental da coluna G/SS-H1-C foi interrompida no carregamento axial máximo (assinalado com um X), em virtude das leituras incoerentes dos deflectómetros na fase pós-pico (motivadas pelo destacamento do betão de recobrimento onde foram fixados estes sensores).

Na Tabela 4.1 apresenta-se um conjunto de parâmetros que descrevem o comportamento das colunas de BA-C, destacando-se o carregamento axial máximo  $(P_{máx})$  e último  $(P_u)$ , neste caso relativo a  $80\% \cdot P_{máx}$ , e os valores médios das extensões axiais  $(\varepsilon_{a,c})$  e laterais  $(\varepsilon_{l,c})$  relativamente ao betão para cada um daqueles níveis de carregamento axial; indicase ainda as características mecânicas [resistência à compressão cúbica do betão  $(f_c)$  no dia do ensaio e a rigidez axial das armaduras longitudinais (EA)] das colunas de BA-C.

Tabela 4.1 – Comportamento estrutural e características mecânicas das colunas de BA-C

Coluna	f <sub>c</sub> [MPa]	Pmáx [kN]	ε <sub>a,c_máx</sub> [-]	ε <sub>l,c_máx</sub> [-]	$P_u$ [kN]	ε <sub>a,c_u</sub> [-]	ε <sub>l,c_u</sub> [-]	EA [MN]
S-R-C		3625,2	0,0018	0,0004	2900,2	0,0030	0,0005	160,8
G-R-C	41,0	3380,6	0,0021	0,0012	3081,1 <sup>9</sup>	0,0032	0,0020	80,4
G/SS-H1-C	-	3361,1	0,0019	0,0009	2688,9	-	0,0017	121,9

As colunas de BA-C exibiram um comportamento (esperado) em que o carregamento máximo ocorreu para uma extensão axial de aproximadamente 2,0‰ e a rotura para uma extensão axial próxima de 3,5‰, independentemente do tipo de material da armadura.

Na fase inicial dos ensaios (até um carregamento axial de quase 2500 kN), os valores da rigidez axial destas colunas foram muito próximos, resultado da significativa influência das propriedades mecânicas do betão (vinculadas ao módulo de elasticidade do betão), que, neste caso, foi igual para as colunas de BA-C. Contudo, na fase próxima ao carregamento axial máximo, torna-se evidente a influência da rigidez axial das armaduras longitudinais, tal que a coluna G-R-C (com menor valor de rigidez axial das armaduras) exibiu uma expressiva queda na rigidez em relação às demais colunas.

A influência da rigidez axial das armaduras, igualmente, pôde ser evidenciada nos valores do carregamento axial máximo, em que a coluna S-R-C exibiu uma resistência 7% e 8% superior à das colunas G-R-C e G/SS-H1-C, respectivamente, em virtude da mais elevada rigidez axial das suas armaduras longitudinais, como se mostra na Tabela 4.1. A coluna

\_

 $<sup>^9</sup>$  O ensaio da coluna G-R-C foi interrompido num carregamento axial próximo a 90% de  $P_{m\acute{a}x}$ , como mostrado na Tabela 4.1, em virtude da danificação da região central deste elemento estrutural.

de BA-G/SS apresentou uma resistência axial máxima similar à coluna de BA-GFRP, ainda que possuindo maior rigidez da armadura longitudinal, possivelmente por conta de uma variabilidade estatística dentro do estudo experimental, resultando em menor resistência axial àquela esperada.

Quanto ao carregamento axial último das colunas S-R-C e G-R-C, nota-se que a coluna de BA-GFRP exibiu uma redução de resistência de 9% em relação à carga axial máxima, enquanto que na coluna de BA-A a redução foi de 20%, devido ao menor espaçamento entre as cintas de GFRP, que impediu a encurvadura dos varões longitudinais de GFRP e permitiu uma atividade relevante de confinamento do núcleo de betão, diferentemente da coluna S-R-C com significativo espaçamento entre as cintas de A (~250 mm). Este confinamento fornecido pelas cintas de GFRP, igualmente, foi percebido nos valores das extensões laterais últimas das colunas G-R-C e G/SS-H1-C, os quais foram superiores em 300% e 240%, respectivamente, em relação à coluna S-R-C. Contudo, vale destacar que em nenhuma coluna de BA-C ocorreu um segundo pico de carga axial, evidenciando que a atividade de confinamento não foi suficientemente eficiente para aumentar a resistência axial destas colunas, após o destacamento do betão de recobrimento.

#### 4.2.2.2 Extensões axiais das armaduras longitudinais e transversais

O desempenho mecânico das armaduras longitudinais e transversais das colunas de BA-C foi analisado por meio das curvas experimentais carregamento axial *vs.* extensão axial como se ilustra na Figura 4.2 e na Figura 4.3, respectivamente.

A Figura 4.2 exibe curvas experimentais médias da resposta mecânica das armaduras longitudinais, enquanto que a Figura 4.3 apresenta as curvas experimentais de uma única cinta de A e de GFRP instrumentada a meia-altura de cada coluna de BA-C.

Inicialmente, destaca-se o facto de não terem ocorrido roturas dos varões longitudinais de GFRP, por esmagamento, e de SS, por encurvadura, bem como das cintas de A e de GFRP; refira-se que a não observação deste tipo de roturas foi influenciado pelo protocolo dos ensaios das colunas de BA-C, em controlo de deslocamento, no qual foi determinada a interrupção dos testes (por questão de segurança) ao ser atingido um carregamento axial de aproximadamente 60% do carregamento axial máximo. Relativamente aos varões longitudinais de A, estes exibiram encurvadura entre as cintas de A, resultado do elevado afastamento.

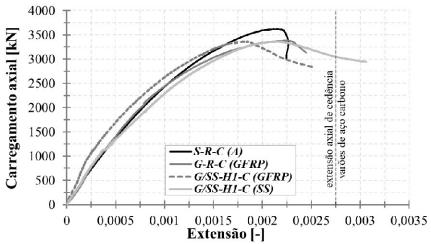


Figura 4.2 – Curvas carregamento vs. extensão axiais das armaduras longitudinais das colunas de BA-C

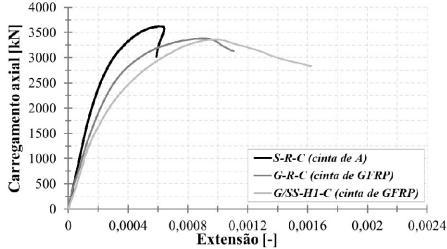


Figura 4.3 – Curvas carregamento vs. extensão axiais das cintas das colunas de BA-C

Quanto à contribuição das armaduras longitudinais, verificada na Figura 4.2, nota-se que em todas as colunas de BA-C o comportamento mecânico dos varões longitudinais, independentemente dos materiais, foi qualitativamente semelhante até à extensão axial de 2,0‰, relativamente ao carregamento axial máximo, em virtude da eficiente transmissão de tensões do betão para as armaduras (compatibilidade das extensões).

Na fase pós-pico de carga axial, (i) os varões de A exibiram uma significativa redução da contribuição mecânica, não tendo alcançado a extensão de cedência (~0,00275), evidenciando um desempenho, em regime elástico, limitado pela encurvadura prematura destes varões entre cintas; (ii) os varões de GFRP mostraram desempenhos diferentes nas colunas de G-R-C e G/SS-R-C, tendo havido uma (ligeiramente) menor contribuição destes varões na coluna de BA-G/SS do que na coluna de BA-GFRP, por conta do elevado módulo de elasticidade dos varões de SS (Tabela 4.1); e, por fim, (iii) os varões de SS apresentaram um melhor desempenho, em termos de extensão axial máxima, permanecendo mesmo em regime elástico por não terem excedido a extensão de cedência

equivalente (~0,0055), em virtude do menor espaçamento entre as cintas de GFRP, que retardou a encurvadura destes varões. A ausência de plasticidade nos varões de A e SS, e das condições de ensaio assinaladas acima, confirma que a resistência axial das colunas de BA-C dependeu, maioritariamente, do comportamento do betão sob compressão.

Vale destacar que os varões de GFRP e de SS não contribuíram de forma muito efetiva para o comportamento das colunas G-R-C e G/SS-H1-C, o que se materializou em extensões máximas muito inferiores às extensões de rotura (0,009) e de cedência equivalente (~0,0055), respectivamente, em virtude do ineficiente confinamento para o elevado nível de carregamento axial máximo.

Relativamente à contribuição das armaduras transversais, verificou-se que as cintas de A apresentaram uma extensão axial máxima inferior em 46% e 63% em relação às cintas de GFRP das colunas G-R-C e G/SS-H1-C (Figura 4.3). Esta inferior mobilização desempenho das cintas de A deveu-se ao seu elevado espaçamento, que prejudicou a sua atividade de confinamento. Nas outras colunas, com cintas de GFRP com menor espaçamento, estas apresentaram uma participação mais significativa na resistência das colunas na fase de pós-pico de carga axial, com destaque para a elevada extensão axial máxima na coluna de BA-G/SS, provavelmente pela sua armadura longitudinal exibir maior rigidez axial em relação à coluna G-R-C.

#### 4.2.3 Observações nos ensaios e modos de rotura

As colunas de BA-C exibiram um modo de rotura à compressão pelo esgotamento da capacidade resistente do betão, como ilustrado da Figura 4.4 à Figura 4.6. Nestas figuras, foi destacada a região central das colunas de BA-C onde foi feita a aferição dos deslocamentos verticais e horizontais, neste último caso ao meio da coluna.

O comportamento das colunas de BA-C, em linhas gerais, consistiu em: (i) reduzida fissuração do betão até ao carregamento axial máximo; (ii) seguido pelo esmagamento do betão sob compressão, de forma relativamente brusca e com reduzido aviso prévio; (iii) seguiu-se uma evidente redução da resistência axial das colunas; e, por fim, (iv) ocorreu encurvadura da armadura longitudinal dos varões de A na coluna S-R-C, não tendo ocorrido, contudo, esmagamento ou encurvadura dos varões de GFRP e encurvadura dos varões de SS nas colunas G-R-C e G/SS-H1-C, respectivamente.

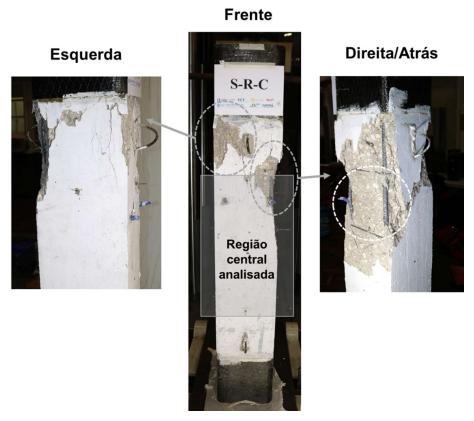


Figura 4.4 – Modo de rotura com vista da Esquerda (à esquerda), da Frente (ao meio) e da Direita/Atrás (à direita) da coluna S-R-C

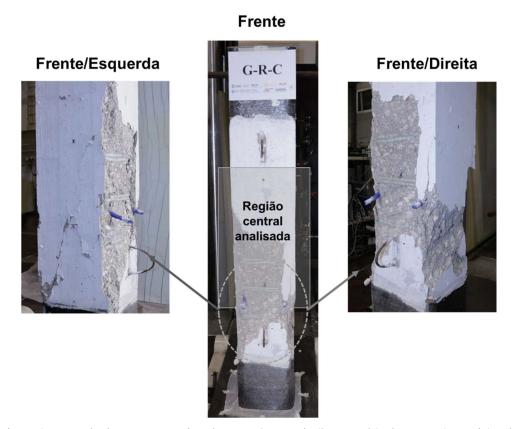


Figura 4.5 – Modo de rotura com vista da Frente/Esquerda (à esquerda), da Frente (ao meio) e da Frente/Direita (à direita) da coluna G-R-C

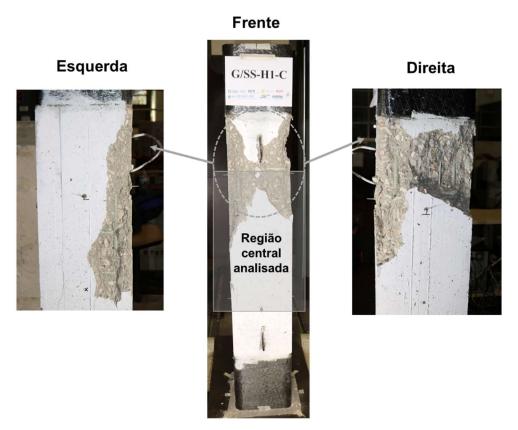


Figura 4.6 – Modo de rotura com vista da Esquerda (à esquerda), da Frente (ao meio) e da Direita (à direita) da coluna G/SS-H1-C

## 4.3 Colunas de betão armado com varões de GFRP sob carregamento lateral monotónico (BA-GFRP-CM)

#### 4.3.1 Considerações iniciais

Nesta subsecção analisa-se o comportamento de um conjunto de três colunas de BA-GFRP-CM sob diferentes percentuais de carregamento axial solicitante, nomeadamente,  $0\% \cdot A_c \cdot f_c$  (à semelhança de uma viga encastrada numa das extremidades — consola),  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  e  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$ . As colunas de BA-GFRP apresentaram a mesma configuração quanto à secção transversal, o que resultou numa taxa de armadura longitudinal de 1,79% e numa taxa de armadura transversal de 0,51%. Esta abordagem permitiu avaliar o comportamento resistente dos varões longitudinais de GFRP e a influência da variação do nível de carregamento axial aplicado em relação ao comportamento estrutural das colunas, aos modos de rotura, às extensões axiais das armaduras, à deformabilidade da região da rótula e à ductilidade do elemento estrutural.

#### 4.3.2 Análise do comportamento estrutural das colunas

#### 4.3.2.1 Curvas carga vs. deslocamento lateral e momento fletor vs. curvatura

O comportamento estrutural das colunas de BA-GFRP-CM foi analisado por meio das curvas experimentais de carregamento *vs.* deslocamento lateral e momento fletor *vs.* curvatura, como ilustrado na Figura 4.7 e na Figura 4.9.

Aquelas curvas experimentais apresentaram um comportamento estrutural que, genericamente, pode ser dividido em três fases principais: (i) *Elástica* – caracterizada pelo início da aplicação da solicitação lateral até à carga de fissuração da secção transversal; (ii) *Inelástica-Fissuração* – caracterizada pelo aumento do carregamento lateral após o início da fissuração da face tracionada até ao destacamento do betão de recobrimento, tendo-se atingido um primeiro pico de carga resistente, que, no caso da coluna G-R-N33-CM, correspondeu ao carregamento máximo; e (iii) *Inelástica-Confinamento* – caracterizada pela atividade de confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP, após o destacamento do betão de recobrimento, materializado por um aumento (segundo pico de carga) ou manutenção do carregamento resistente, até à rotura da coluna por esgotamento da capacidade resistente dos materiais.

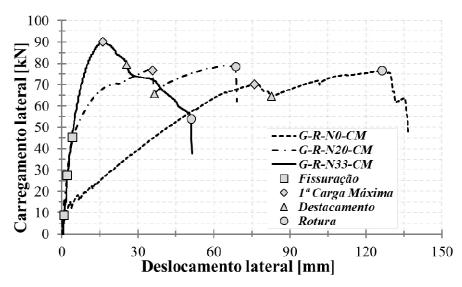


Figura 4.7 – Curvas carregamento lateral vs. deslocamento lateral das colunas de BA-GFRP-CM

As curvas experimentais de momento fletor vs. curvatura foram elaboradas até ao destacamento do betão de recobrimento no nível de deflectômetros mais próximo da interface coluna-sapata, visto que a partir desta fase as leituras daqueles deflectómetros incapacitaram a adequada aferição das curvaturas. A curvatura (média) das secções transversais ( $\chi$ ) entre dois níveis de deflectómetros consecutivos foi calculada a partir do

deslocamento vertical e da rotação para cada nível de deflectômetro, como mostrado na Figura 4.8, em que  $\theta$  é a rotação para cada nível de deflectómetro; L é a distância vertical entre níveis consecutivos de deflectómetros; e D é a distância horizontal entre os deflectómetros do mesmo nível. A distância entre a face da coluna e o êmbolo dos deflectómetros foi de 60 mm.

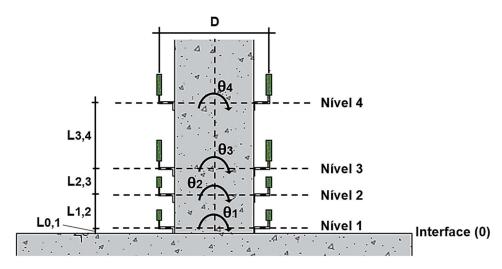


Figura 4.8 – Metodologia para a obtenção da curvatura a partir das rotações em cada nível de deflectómetros

Desta feita, a aferição da rotação ( $\theta_i$ ) para cada nível i de deflectómetro e da curvatura ( $\chi_{i,i+1}$ ) entre os níveis i e i+1 de deflectómetros consecutivos foi realizada por meio das equações (4.1) e (4.2), respectivamente.

$$\theta_i = \frac{\delta_{vi,e} + \delta_{vi,d}}{D} \tag{4.1}$$

$$\chi_{i,i+1} = \frac{\theta_{i+1} - \theta_i}{L_{i,i+1}}$$
 (4.2)

em que,  $\delta_{vi,e}$  e  $\delta_{vi,d}$  consistem nos deslocamentos verticais dos deflectómetros esquerdo e direito, respectivamente, para o nível i, e  $L_{i,i+1}$  corresponde às distâncias entre secções instrumentadas com deflectómetros.

A partir das curvas experimentais da Figura 4.7 (sintetizadas na Tabela 4.4, – página 162), nota-se que as diferentes colunas de BA-GFRP apresentaram um comportamento semelhante na fase elástica, quanto à rigidez inicial à flexão; contudo, as colunas G-R-N20-CM e G-R-N33-CM, sob carregamento axial solicitante, exibiram cargas de fissuração superiores em 52% e 289% relativamente à coluna G-R-N0-CM, reflectindo a

influência do nível de compressão axial no retardamento da fissuração na face tracionada da secção transversal. A partir da fase inelástica-fissuração, evidencia-se uma expressiva diminuição da rigidez à flexão da coluna G-R-N0-CM em relação às demais colunas, que apresentaram, para esta fase, uma rigidez à flexão coincidente. Isto deveu-se à ausência de carregamento axial solicitante na coluna G-R-N0-CM, tal que a secção transversal exibiu uma reduzida área de betão comprimido (face à aplicação do carregamento lateral), permitindo o desenvolvimento de significativas tensões de tracção e, consequentemente, uma expressiva fissuração do betão nesta fase.

Para as demais colunas, por conta da aplicação inicial do carregamento axial, a linha neutra encontrou-se inicialmente fora do plano da secção transversal e com uma profundidade proporcional à magnitude do nível da solicitação axial. Desta feita, com a aplicação do deslocamento lateral, a linha neutra adentrou à secção transversal, que exibiu uma mais expressiva área de betão comprimido na coluna G-R-N33-CM, o que se materializou no retardamento da diminuição da sua rigidez longitudinal à flexão; este aspecto é claro na Figura 4.7, em que a coluna G-R-N33-CM apresentou uma carga máxima para um deslocamento lateral menor em 78% e 55% face ao deslocamento lateral do primeiro pico de carga das colunas G-R-N0-CM e G-R-N20-CM, respectivamente.

Ainda na fase inelástica-fissuração, a coluna G-R-N33-CM apresentou um valor de carga lateral máxima superior em 29% e 18% em relação ao primeiro pico de carga das colunas G-R-N0-CM e G-R-N20-CM, respectivamente. Este expressivo aumento de resistência lateral, ocorreu por conta da maior área de betão comprimido para a coluna G-R-N33-CM em comparação às demais colunas. Ademais, a elevada resistência lateral da coluna G-R-N33-CM esteve relacionada, possivelmente, com a superior resistência à compressão cúbica do seu betão (maior em 19% do que as demais colunas, como mostra a Tabela 4.4 – página 162), favorecendo o incremento de resistência da face comprimida neste elemento estrutural.

Na terceira fase, inelástica-confinamento, as colunas G-R-N0-CM e G-R-N20-CM apresentaram um aumento de 9% e 2% na resistência lateral, respectivamente, em relação aos primeiros picos de carga observados naquelas mesmas colunas. Isto ocorreu em virtude da ativação da expansão do núcleo de betão (pelo efeito de Poisson), após o destacamento do betão de recobrimento, e ao confinamento ativo pelas cintas de GFRP. Em relação à resistência ao carregamento lateral, após o destacamento do recobrimento,

as colunas G-R-N0-CM e G-R-N20-CM exibiram uma recuperação de força lateral de, respectivamente, 19% e 20%. Estes percentuais similares resultaram de diferentes aspectos (redução da resistência após o destacamento e recuperação da resistência lateral após a ativação do confinamento do núcleo de betão) que se compensaram, nos quais a coluna G-R-N20-CM, ainda que submetida a uma solicitação axial, com maior área de betão comprimido e com significativa atividade de confinamento do núcleo de betão, apresentou uma degradação de carga mais abrupta e intensa após o destacamento do recobrimento (redução de 15% na carga lateral) do que a coluna de BA-GFRP sem solicitação axial (redução de 8% na carga lateral). Assim, no que se refere à carga resistente após o destacamento do recobrimento, a coluna G-R-N20-CM exibiu um confinamento ativo mais eficiente do núcleo de betão do que a coluna G-R-N0-CM.

A coluna G-R-N33-CM não apresentou um destacamento abrupto do recobrimento, ao contrário da coluna G-R-N20-CM. Isso ocorreu pelo fato da linha neutra da coluna G-R-N33-CM apresentar uma maior profundidade no núcleo de betão, resultando em uma expressiva área de betão comprimido. A coluna G-R-N33-CM, portanto, exibiu esmagamento das fibras de betão comprimidas mais externas, sem que se tenha verificado um destacamento expressivo do recobrimento. Seguidamente, o núcleo de betão da coluna G-R-N33-CM experimentou uma deformação transversal (efeito de Poisson) e uma atividade expansiva mais significativa do que a coluna G-N20-CM, para uma mesma taxa de armadura transversal. Contudo, não se verificou um eficiente confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP, como ocorrido na coluna G-R-N20-CM, fazendo com que a resistência lateral da coluna G-R-N33-CM reduzisse progressivamente até à rotura dos varões longitudinais de GFRP sob compressão.

A ineficácia do confinamento do núcleo de betão na coluna G-R-N33-CM foi materializada por meio da abertura ou do desfazimento do formato das cintas de GFRP e das reduzidas extensões axiais mobilizadas nesta armadura, como será detalhadamente explicado nas secções seguintes. Para que a coluna G-R-N33-CM experimentasse uma atividade de confinamento mais eficiente, com recuperação e incremento da resistência lateral, tal qual a coluna G-R-N20-CM, seria necessário a diminuição no espaçamento entre as cintas de GFRP, permitindo uma melhor atuação de confinamento frente ao incremento da expansão do núcleo de betão (proporcional ao aumento do nível do carregamento axial). Esta mesma abordagem foi referida por Sheikh e Khoury (1993) para colunas de BA-A sob carregamento cíclico, em que se mostrou que menores níveis

de carga axial permitem a redução da taxa de armadura transversal, enquanto que para elevados níveis de carregamento axial exige-se uma quantidade maior de cintas, a fim de providenciar um comparável comportamento dúctil, ou seja, uma maior atividade de confinamento do núcleo de betão pela armadura transversal.

A coluna G-R-N0-CM apresentou um deslocamento lateral de rotura 47% e 61% superior ao das colunas G-R-N20-CM e G-R-N33-CM, respectivamente. Caso fosse considerado o deslocamento lateral último da coluna G-R-N33-CM relativo ao carregamento lateral de 80% do carregamento máximo<sup>10</sup>, então a diferença de deslocamento lateral entre as colunas G-R-N0-CM e G-R-N33-CM aumentaria de 61% para 113%. O significativo deslocamento lateral da coluna G-R-N0-CM, deveu-se ao fato de este elemento estrutural apresentar uma expressiva área de betão tracionado, favorecendo o aumento das extensões dos varões longitudinais de GFRP nesta face e, assim, um comportamento mais deformável e menos frágil (por via do maior dano no betão).

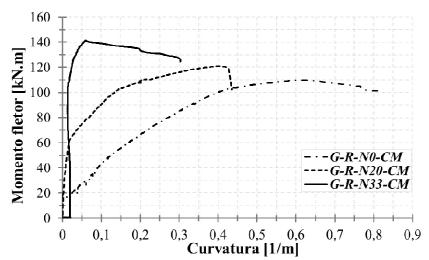


Figura 4.9<sup>11</sup> – Curvas momento fletor vs. curvatura das colunas de BA-GFRP-CM

Relativamente às curvas momento fletor *vs.* curvatura (Figura 4.9), a título prévio, notase que, para a coluna G-R-N33-CM, ocorreu uma curvatura inicial antes da aplicação do carregamento lateral solicitante (isto é, devido apenas ao carregamento axial), provavelmente, pela presença de alguma excentricidade inicial (acidental), resultado de alguma irregularidade geométrica no provete ou no sistema de ensaio.

-

<sup>&</sup>lt;sup>10</sup> Nível de carregamento lateral na fase de pós-pico de carga usualmente utilizado para a aferição do deslocamento lateral último no cálculo da ductilidade e deformabilidade (Bae, 2005; Tavassoli e Sheikh, 2017; Elshamandy *et al.*, 2018).

<sup>&</sup>lt;sup>11</sup> Os valores de curvatura mostrados são anteriores ao destacamento do betão de recobrimento.

A coluna G-R-N0-CM apresentou uma expressiva diminuição da rigidez à flexão, em relação às demais, antes de atingir o momento fletor máximo (a coluna G-R-N33-CM mostrou, para elevados valores de momento fletor, uma diminuição muito menor), em virtude de uma maior área de betão tracionado. Por conta disto, a coluna G-R-N0-CM exibiu um comportamento mais deformável, em comparação às demais, com uma curvatura máxima medida 167% maior que a da coluna G-R-N33-CM. Ademais, a coluna G-R-N0-CM exibiu igualmente um momento de fissuração 74% inferior ao momento da coluna G-R-N33-CM, verificando-se concomitantemente uma menor rigidez e uma maior deformabilidade em estado fendilhado para a coluna sem carregamento axial.

Em contrapartida, o aumento do nível de carregamento axial para a coluna G-R-N33-CM e, em parte, o maior valor de resistência à compressão cúbica do betão (como referido), resultou num incremento de aproximadamente 29% no momento resistente em relação à coluna G-R-N0-CM, resultado do aumento da área de betão comprimido.

#### 4.3.2.2 Deformabilidade da região da rótula

Da Figura 4.10 à Figura 4.12 apresentam-se os valores de curvatura em relação à altura da coluna, para 4 níveis, a partir da interface coluna-sapata, como também a mensuração da altura da rótula de deformabilidade inelástica (RDI), com destaque à face comprimida danificada e à posição da rotura dos varões comprimidos. Nas curvas das colunas são destacados os principais pontos do comportamento resistente, ou seja, a fissuração, o primeiro pico de carga lateral resistente (ou carga lateral máxima, no caso da coluna G-R-N33-CM) e o ponto de destacamento do recobrimento, com as respectivas curvaturas.

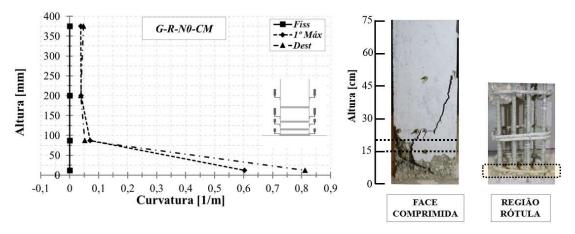


Figura 4.10 – Curvas altura da coluna vs. curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G-R-N0-CM (à dir.)

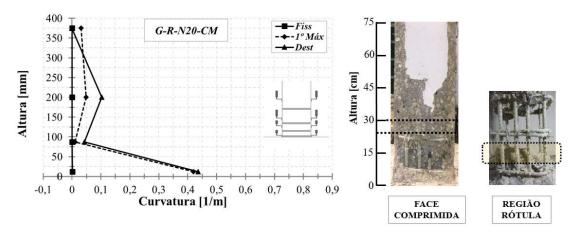


Figura 4.11 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G-R-N20-CM (à dir.)

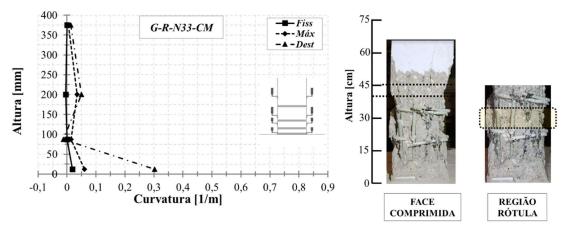


Figura 4.12 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G-R-N33-CM (à dir.)

O comportamento estrutural das colunas de BA-GFRP pode ser aferido, com as devidas ressalvas da imprecisão de escala, nas imagens da zona danificada. A partir das figuras acima, nota-se que as regiões danificadas apresentaram alturas da RDI entre 15-20 cm, 25-30 cm e 40-45 cm para as colunas G-R-N0-CM, G-R-N20-CM e G-R-N33-CM, respectivamente. Igualmente, tendo em conta a dimensão do espaçamento entre as cintas de GFRP referida no capítulo 3, evidencia-se que a rotura dos varões de GFRP comprimidos deu-se numa altura de aproximadamente 7 cm (nível 1 das cintas de GFRP acima da sapata), 15 cm (entre os níveis 1 e 2 das cintas de GFRP acima da sapata) e 25 cm (entre os níveis 2 e 3 das cintas de GFRP acima da sapata) para as colunas G-R-N0-CM, G-R-N20-CM e G-R-N33-CM, respectivamente.

Relativamente às curvas altura das colunas *vs.* curvatura, para a fase de fissuração, as colunas de BA-GFRP-CM apresentaram reduzidas curvaturas (inferiores a 0,02 /m), por conta da rigidez à flexão da secção transversal do elemento estrutural; contudo, a coluna

G-R-N33-CM apresentou uma curvatura inicial não nula, imediatamente acima da interface com a sapata, pelas razões já referidas, a propósito da Figura 4.9.

Na fase do carregamento máximo e destacamento do betão de recobrimento, as colunas apresentaram um estreitamento da curva no nível 2 (a 87,5 mm da interface colunasapata), com valores absolutos de curvatura inferiores a 0,07 /m. Esta redução de curvatura do nível 1 para o nível 2 permite demonstrar que a concentração da curvatura ou da inelasticidade do elemento estrutural encontra-se entre o nível 2 e a interface coluna-sapata. Em termos relativos, as colunas de BA-GFRP-CM exibiram uma diminuição de curvatura em 84%, 44% e 34% entre os níveis 1 e 2 para as colunas G-R-N0-CM, G-R-N20-CM e G-R-N33-CM, respectivamente, devido ao aumento do nível de carregamento axial. Esta redução de curvatura evidencia que o aumento na solicitação axial resultou num incremento da altura da RDI e, consequentemente, na elevação do centro de inelasticidade da região danificada, estando em conformidade com as informações da literatura técnica sumarizadas por Bae (2005).

No que tange à rotura dos varões de GFRP sob compressão, esta ocorreu a uma altura, eventualmente, próxima à metade das RDI, ou seja, no centro de inelasticidade da coluna. Portanto, o aumento do nível de carga axial resultou no incremento da área de betão comprimido e, consequentemente, em maior degradação e elevação do centro da RDI.

A influência do nível de carregamento axial solicitante pode, igualmente, ser percebido por meio da curvatura máxima desenvolvida na região da RDI; na coluna G-R-N0-CM, o valor deste parâmetro foi superior em 84% e 183% face às colunas G-R-N20-CM e G-R-N33-CM, respectivamente. Isto mostra que o aumento do nível de carregamento axial reduziu o valor da curvatura máxima (correspondente ao primeiro pico de carga lateral), em virtude da redução das extensões na face tracionada da secção transversal e, consequentemente, do menor nível de fissuração. Assim, a coluna de BA-GFRP sem carga axial solicitante apresentou uma expressiva redução da rigidez à flexão, resultando em um aumento da deformabilidade e da capacidade rotacional na região da RDI.

#### 4.3.2.3 Extensões axiais das armaduras longitudinais e transversais

As extensões axiais dos varões longitudinais e transversais de GFRP permitiram uma adequada avaliação do comportamento estrutural das colunas de BA-GFRP-CM sob carregamento axial constante, tendo em conta o desenvolvimento de mecanismos de

resistência, como, por exemplo, o confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP. Estas extensões axiais estão ilustradas da Figura 4.13 à Figura 4.15. É de referir que não foi possível obter leituras em todos os pontos inicialmente definidos, já que alguns extensómetros ficaram danificados durante ou após a operação de betonagem.

As figuras relativas às extensões axiais das armaduras apresentam os valores obtidos para quatro fases principais: (i) fissuração da face de betão tracionada; (ii) primeiro pico de carga lateral ou carga máxima (para a coluna G-R-N33-CM); (iii) destacamento do betão de recobrimento; e (iv) rotura da coluna pelo esgotamento da capacidade resistente dos materiais. As extensões axiais das armaduras longitudinais de GFRP foram verificadas em relação aos varões externos e internos, nas faces comprimida (esquerda – E) e tracionada (direita – D). Tanto para os varões longitudinais como para as cintas em GFRP, os valores de extensões axiais máximas foram comparados com as extensões axiais de rotura dos varões de GFRP sob compressão e tracção, obtidas nos ensaios de caracterização do material.

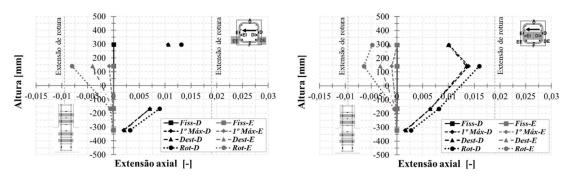


Figura 4.13 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de GFRP para a coluna G-R-N0-CM para os varões mais externos (à esquerda) e mais internos (à direita)

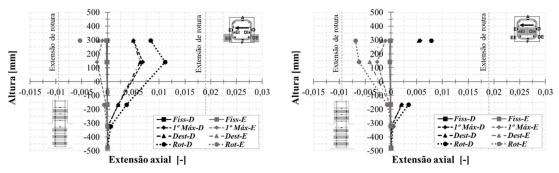


Figura 4.14 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de GFRP para a coluna G-R-N20-CM para os varões mais externos (à esquerda) e mais internos (à direita)

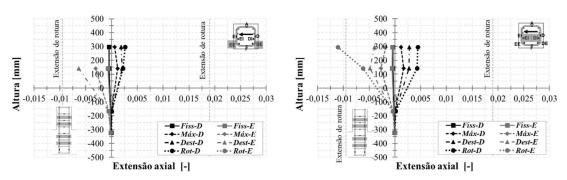


Figura 4.15 – Curva altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de GFRP para a coluna G-R-N33-CM para os varões mais externos (à esquerda) e mais internos (à direita)

Primeiramente, as colunas G-R-N0-CM e G-R-N20-CM apresentaram, como se mostra na Figura 4.13 e na Figura 4.14, um aumento expressivo nas extensões axiais dos varões longitudinais no nível abaixo da interface coluna-sapata (altura = 0 mm), a partir da fase de primeiro pico de carga lateral. Já a coluna G-R-N33-CM exibiu valores reduzidos para as extensões axiais, como ilustrado na Figura 4.15; neste caso, a intensa solicitação axial de compressão aplicada resultou em um impedimento quanto ao deslizamento dos varões longitudinais de GFRP ao longo da sapata (nas secções instrumentadas), em virtude da menor área de betão tracionado e das menores extensões axiais nos varões de GFRP na face tracionada. Contudo, para as demais colunas, o menor carregamento axial, face à coluna G-R-N33-CM, resultou num aumento das extensões axiais nos varões de GFRP na face tracionada, ocasionando extensões axiais máximas de tracção na fase de rotura de 3,7% e 8,9% para as colunas G-R-N20-CM e G-R-N0-CM, respectivamente, no interior da sapata (zona superior), como ilustrado na Figura 4.13 e na Figura 4.14. Esta diferença demonstra que a presença do carregamento axial solicitante reduziu as extensões axiais nos varões longitudinais tracionados na região da sapata, diminuindo o deslizamento dos varões de GFRP em relação ao betão circundante.

Cabe destacar que as reduzidas extensões axiais da armadura longitudinal no nível mais inferior (476 mm abaixo da interface coluna-sapata) da coluna G-R-20-CM, como ilustrado na Figura 4.14, demonstram que os varões longitudinais de GFRP instrumentados permaneceram bem amarrados no troço inferior da sapata, mesma na ausência de ganchos (dobras) na extremidade dos varões. Por este motivo, nas demais colunas de BA-GFRP-CM (preparadas numa fase posterior) este nível de instrumentação não foi incluído.

Para a análise mais acurada do comportamento dos varões longitudinais de GFRP ao longo da sapata, recorreu-se ao cálculo da tensão de aderência média entre os níveis 2 e

3 da armadura longitudinal de GFRP ao longo da sapata, por meio da formulação referida por Firmo *et al.* (2015). A equação foi elaborada para tiras planas de FRP coladas na superfície de provetes de betão, tendo sido necessário adaptá-la para varões de GFRP a partir da consideração do perímetro da secção circular do varão, o que resultou na equação (4.3),

$$\overline{\tau}_{i+1/2} = -\frac{E_f \cdot A_f \cdot (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)}{p_f \cdot (x_{i+1} - x_i)}$$
(4.3)

em que,

 $E_f$ : módulo de elasticidade longitudinal do varão de GFRP;

 $A_f$ : área transversal do varão longitudinal de GFRP;

*p<sub>f</sub>*: perímetro do varão longitudinal de GFRP;

 $\varepsilon_{fi}$ : extensão axial do varão longitudinal de GFRP no nível i;

 $x_i$ : posição vertical do extensómetro no varão longitudinal de GFRP no nível i.

Desta feita, as extensões axiais máximas medidas no interior da sapata correspondem a tensões de aderência média de 4,0 MPa e 7,5 MPa para as colunas G-R-N20-CM e G-R-N0-CM, respectivamente. Estes valores são 71% e 45% inferiores, respectivamente, ao valor máximo de tensão de aderência obtido no ensaio de arrancamento para este tipo de varão, demonstrando que a rotura das colunas não ocorreu por deslizamento dos varões longitudinais de GFRP.

Quanto às extensões axiais dos varões longitudinais de GFRP acima da sapata, observase que, nas colunas G-R-N0-CM e G-R-N20-CM, ocorreu uma diminuição entre os níveis 4 e 5 (respectivamente 142 mm e 300 mm acima da interface coluna-sapata), demonstrando que a maior extensão axial que correspondeu ao nível 4 deu-se pela atividade de expansão do núcleo de betão e/ou por um maior dano localizado neste nível. Este aumento localizado de extensões axiais não ocorreu na coluna G-R-N33-CM, em virtude da insuficiente taxa de armadura transversal face a um mais elevado nível de carregamento axial; tal ocasionou uma ineficiente atividade de confinamento do núcleo de betão e/ou num dano não tão localizado na zona da rótula, resultando em reduzida diferença entre as extensões axiais nos níveis 4 e 5.

As extensões axiais nas cintas de GFRP, apresentadas da Figura 4.16 à Figura 4.18, foram destacadas para os ramos com máximas extensões axiais (Figura 4.17). Tal como no caso dos varões longitudinais, também no caso das cintas, alguns dos extensómetros foram danificados durante a operação de betonagem, não tendo sido possível obter as respectivas leituras.

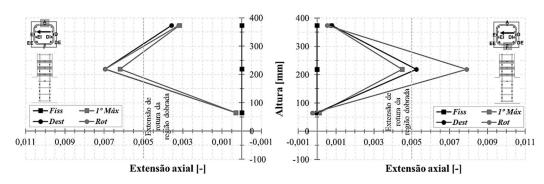


Figura 4.16 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial das cintas de GFRP (ramos com máximas extensões) para a coluna G-R-N0-CM para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)

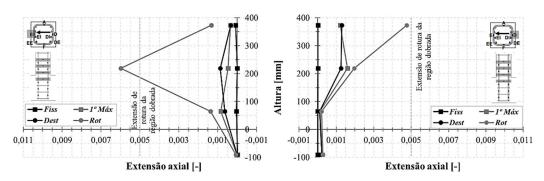


Figura 4.17 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial das cintas de GFRP (ramos com máximas extensões) para a coluna G-R-N20-CM para o ramo Esquerda (E, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita)

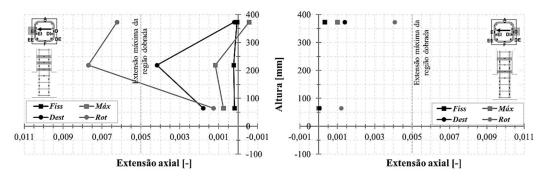


Figura 4.18 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial das cintas de GFRP (ramos com máximas extensões) para a coluna G-R-N33-CM para o ramo Esquerda (E, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita)

Como seria de esperar, as extensões axiais das cintas de GFRP abaixo da interface colunasapata (altura ≤ 0 mm) foram muitas reduzidas, como mostrado na Figura 4.17 (coluna G-R-N20-CM), em virtude da presença da sapata, que impediu qualquer ação expansiva do núcleo de betão neste nível de cintas. Por este motivo, este nível de instrumentação não foi incluído nas demais colunas de BA-GFRP-CM (preparadas numa fase posterior).

A coluna G-R-N0-CM atingiu uma elevada extensão axial nos ramos longitudinais (A e F), relativamente à direção do carregamento lateral (da direita para a esquerda); contudo, não se verificou rotura em qualquer das cintas deste elemento estrutural, como mostra a Figura 4.23. Como esta coluna não apresenta solicitação axial, a extensão axial medida deveu-se, maioritariamente, aos esforços tangenciais provenientes da carga lateral aplicada. Assim, tendo as solicitações expansivas do núcleo do betão sido menos significativas, em virtude da ausência da carga axial, os troços retos na direção da carga lateral foram os mais solicitados e, ainda assim, não romperam por conta da sua elevada resistência à tracção.

Diferentemente, as colunas sob carregamento axial apresentaram níveis mais elevados de extensão axial nos ramos transversais (E e D) das cintas de GFRP em relação à direção do carregamento lateral, como ilustra a Figura 4.17 e a Figura 4.18. Importa referir que alguns dos extensómetros colocado nas cintas foram danificados durante a betonagem, razão pela qual as extensões em alguns ramos não foram medidas; por este motivo, em algumas das figuras apenas foi possível mostrar extensões medidas em ramos perpendiculares à direcção de aplicação da carga — note-se que os valores máximos de extensões nas cintas eram esperados em ramos alinhados com a direcção de aplicação da carga lateral. A extensão axial foi mais significativa na face comprimida (ramo E) nas colunas de BA-GFRP sob carga axial, em virtude da ausência do betão de recobrimento, que permitiu maior deformação da cinta de GFRP.

A coluna G-R-N20-CM, mesmo excedendo a extensão máxima da região dobrada, não apresentou rotura nas cintas de GFRP. Isto pode ter ocorrido em virtude de uma concentração de dano na zona do extensômetro no ramo E no instante de rotura dos varões de GFRP sob compressão, o que justifica a significativa diferença das extensões axiais no nível 3 deste ramo entre as fases de destacamento do betão de recobrimento e de rotura, como se verificou na Figura 4.17.

Na coluna G-R-N33-CM terá sido atingida a extensão axial de rotura da região dobrada e, consequentemente, ocorreu rotura da cinta no nível 3 (219 mm acima da interface coluna-sapata), tendo-se também registado rotura nas cintas no nível 4, apesar da inferior extensão axial relativa à rotura da região dobrada (Figura 4.18). Isto ocorreu pois, após

as roturas da cinta de GFRP no nível 3 na região dobrada e do núcleo de betão num plano de corte, as partes da coluna G-R-N33-CM, acima e abaixo deste plano, deslizaram por conta da carga axial, resultando num expressivo esforço cortante nas cintas de GFRP e ocasionando rotura nos dois níveis (Figura 4.19).



Figura 4.19 - Modo de rotura das cintas de GFRP na coluna G-R-N33-CM

Finalmente, notou-se que no nível superior mais próximo da interface coluna-sapata, as cintas de GFRP sofreram uma influência restritiva pela sapata, tal que a expansão do núcleo de betão foi ativa nos níveis mais acima da interface. De acordo com Bae (2005), esta ação restritiva da sapata no referido nível consiste num efeito de confinamento da sapata, que resulta em elevados valores de momento fletor resistente entre o centro da rótula e a interface coluna-sapata (impossíveis de prever analiticamente). Isto ocorre, segundo Sheikh e Khoury (1993), pois a ação restritiva da sapata reforça as secções críticas adjacentes e afasta o centro da rótula da sapata. Assim, para um adequado estudo do comportamento desta situação, deve-se considerar os esforços internos e as deformações a partir do centro da rótula da coluna de BA (Bae, 2005).

A partir dos valores máximos de extensões axiais medidos nas armaduras longitudinais e transversais, averiguou-se que as extensões axiais máximas foram menores que os valores de extensões axiais de rotura medidos nos ensaios de caracterização dos varões longitudinais de GFRP à compressão e à tracção, como pode ser avaliado pela Tabela 4.2, com exceção da coluna G-R-N33-CM (Figura 4.15, à direita) para os varões de GFRP sob compressão, em que a resistência experimental foi excedida em cerca de 22%.

Tabela 4.2 - Extensões axiais das armaduras longitudinal e transversal das colunas de BA-GFRP-CM

Colunas	El-máx,t	El-máx,c	$\frac{\mathcal{E}_{l-m\acute{a}x,t}}{\mathcal{E}_{l-rot,t}}$	$\frac{\mathcal{E}_{l-m\acute{a}x,c}}{\mathcal{E}_{l-rot,c}}$	Et-máx,dob	$\frac{\mathcal{E}_{t-\textit{máx},dob}}{\mathcal{E}_{t-\textit{rot},dob}}$
G-R-N0-CM	0,016	0,0081	0,89	0,90	0,0079	1,58
G-R-N20-CM	0,011	0,0069	0,61	0,77	0,0060	1,20
G-R-N33-CM	0,0044	0,0110	0,25	1,22	0,0077	1,54

 $\varepsilon_{l\text{-}m\acute{a}x,t}$  = extensão axial máxima da armadura longitudinal à tracção;  $\varepsilon_{l\text{-}m\acute{a}x,c}$  = extensão axial máxima da armadura longitudinal à compressão;  $\varepsilon_{l\text{-}rot,t}$  = extensão axial de rotura da armadura longitudinal à tracção;  $\varepsilon_{l\text{-}rot,c}$  = extensão axial de rotura da armadura longitudinal à compressão;  $\varepsilon_{l\text{-}m\acute{a}x,dob}$  = extensão axial máxima da região dobrada da armadura transversal;  $\varepsilon_{l\text{-}rot,dob}$  = extensão axial de rotura da região dobrada da armadura transversal.

Ainda que nalgumas das colunas as extensões axiais máximas medidas tenham sido inferiores aos valores de rotura obtidos nos ensaios de caracterização, ocorreu rotura dos varões de GFRP por compressão, demonstrando que o estado de tensão instalado (tensão axial e tensão de corte) nas colunas de BA-GFRP-CM, diferentemente do estado de tensão uniaxial instalado nos varões de GFRP no ensaio de caracterização à compressão, terá influenciado a capacidade resistente dos varões, promovendo o aparecimento de um plano de corte após a microencurvadura das fibras de vidro no momento da rotura, como verificado na Figura 4.25 e como referido acima. Para além disso, dois factores adicionais podem ter justificado aquelas diferenças: (i) efeitos de escala (o volume do varão utilizado nos ensaios de caracterização material foi menor do que nos ensaios das colunas), relevantes em materiais compósitos (Matta *et al.*, 2013); e (ii) a não coincidência entre a secção onde ocorreram efetivamente as extensões axiais máximas e as secções onde foram colocados extensómetros.

Por meio das extensões axiais dos varões longitudinais de GFRP sob compressão (Tabela 4.2), notou-se que a rotura dos varões à compressão ocorreu para valores de extensões abaixo e acima do valor médio obtido nos ensaios de caracterização dos varões, para as colunas G-R-N20-CM e G-R-N33-CM, respectivamente. Como a coluna G-R-N20-CM apresentou uma deformabilidade elevada, os varões de GFRP comprimidos poderão ter estado sujeitos também a forças transversais (de corte) (no estado deformado do elemento estrutural); como estes varões apresentam menor resistência às forças transversais do que às forças axiais, terão rompido devido a uma combinação de ambos os tipos de tensões (corte e compressão), apresentando um plano de corte evidente na rotura. Na coluna G-R-N33-CM, porém, os varões longitudinais de GFRP sob compressão parecem ter sido beneficiados pelo confinamento lateral (resultante da não delaminação do betão de

recobrimento), resultando num aumento da extensão axial máxima (em 22%) em relação ao valor medido nos ensaios de caracterização à compressão.

Relativamente às extensões axiais nas cintas de GFRP, verificou-se que todas as colunas apresentaram extensões axiais máximas superiores à extensão axial de rotura na região dobrada da cinta, destacando-se que apenas na coluna G-R-N33-CM ocorreu rotura das cintas de GFRP (Figura 4.26 e Figura 4.27). Isto terá ocorrido pelas seguintes razões: (i) na coluna de G-R-N0-CM, na qual não houve rotura da cinta de GFRP mesmo com elevada extensão axial, não foi aplicada solicitação axial e, portanto, não ocorreu expansão do núcleo de betão, o que fez com que todo o esforço interno nas cintas de GFRP estivesse associado às ações tangenciais nos ramos longitudinais à direção da carga, ou seja, ao troço reto (que apresenta maior resistência do que a região dobrada da cinta de GFRP); e (ii) na coluna G-R-N33-CM, em que ocorreu rotura da cinta de GFRP, mesmo com a leitura feita a meio do troço reto, o elevado nível de expansão do núcleo de betão proporcional à significativa carga axial aplicada, redundou em expressiva solicitação da região dobrada e, consequentemente, na rotura deste troço (menos resistente).

#### 4.3.2.4 Ductilidade

A ductilidade consiste num parâmetro que indica a capacidade de deformação (até à rotura) dos elementos de BA para além da fase elástica, constituindo um importante indicador de segurança estrutural. Por conta do comportamento elástico-linear dos varões de GFRP e ausência do fenômeno da cedência, a ductilidade das estruturas de BA-GFRP não pode ser determinada pelos métodos convencionais, que relacionam os deslocamentos, as rotações ou as curvaturas últimas com os deslocamentos, as rotações ou as curvaturas do ponto de transição entre as fases elástica e plástica (relativo à cedência para as estruturas de BA com varões de aço convencional).

Na literatura técnica, foram propostos muitos métodos para quantificar a ductilidade em estruturas ou elementos estruturais de BA-GFRP, visando a determinação do ponto de transição entre a fase elástica e a fase inelástica, sem, contudo, haver um consenso na comunidade científica quanto à metodologia mais apropriada (Elshamandy *et al.*, 2018). Por conta desta limitação, nalguns estudos, foram utilizados métodos baseados na deformabilidade (Elshamandy *et al.*, 2018; Deng *et al.*, 2018) e em critérios de energia (Grace *et al.*, 1998; Oudah e El-Hacha, 2012); destaca-se que o método baseado na

deformabilidade, em que a ductilidade é definida a partir de pontos obtidos nas curvas experimentais momento fletor *vs.* curvatura, é o recomendado pelo código canadiano (CAN/CSA-S6-06, 2006).

Na presente pesquisa<sup>12</sup> foram utilizados para a análise da ductilidade das colunas de BA os métodos da deformabilidade e da energia. Para o primeiro método, fez-se uso dos pontos obtidos nas curvas experimentais carga lateral vs. deslocamento lateral, tal como em Deng  $et\ al$ . (2018), através da adaptação do método recomendado pelo código canadiano. Assim, foi determinado o índice de deformabilidade ( $J_{\Delta}$ ), descrito pela equação (4.4),

$$J_{\Delta} = \frac{P_u}{P_c} \cdot \frac{\Delta_u}{\Delta_c} \tag{4.4}$$

em que,

 $P_u$ : carga lateral última, que consiste na carga igual a 80% da carga lateral máxima, no tramo descendente da curva (fase pós-pico);

 $P_c$ : força lateral para uma extensão de compressão do betão na fibra mais externa de 0,001;

 $\Delta_u$ : deslocamento lateral último, relativo à carga lateral última (80% da carga lateral máxima);

 $\Delta_c$ : deslocamento lateral para uma extensão de compressão do betão na fibra mais externa de 0,001.

Relativamente à segunda metodologia, utilizou-se o método de ductilidade baseado em critérios de energia desenvolvido por Jeong (1994), em que se determina, a partir da curva experimental carga lateral *vs.* deslocamento lateral, o ponto de transição entre os comportamentos elástico e inelástico (e as energias associadas); neste procedimento, estima-se o declive *S* duma reta inclinada de descarga [equação (4.5)], como ilustrado na Figura 4.20, por meio da ponderação de diversos tramos da curva experimental, tendo por pesos as cargas laterais, em que se assume um comportamento trilinear.

\_

<sup>&</sup>lt;sup>12</sup> A ductilidade das colunas de BA foi analisada a partir, apenas, dos parâmetros referentes à curva carregamento lateral *vs.* deslocamento lateral, visto que em virtude do destacamento do betão de recobrimento, tornou-se inviável calcular, com precisão, as curvaturas últimas na região da rótula.

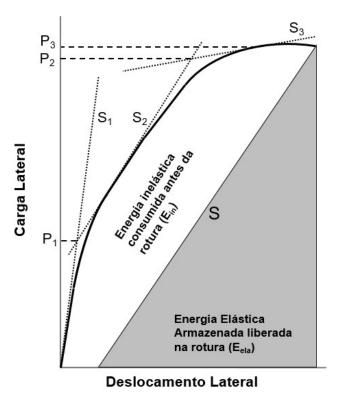


Figura 4.20 – Descrição das energias elástica e inelástica [adaptado de Grace et al. (1998)]

Desta feita, a energia elástica consiste na área do triângulo formado, sob a curva de descarga. Seguidamente, a partir das energias total ( $E_{tot}$ ) e elástica ( $E_{ela}$ ) [a proporção de energia inelástica ( $E_{inel}$ ) consiste na diferença entre  $E_{tot}$  e  $E_{ela}$ ], calcula-se a ductilidade do elemento estrutural ( $\mu$ ), por meio da equação (4.6). A definição do declive S da reta inclinada foi feita até à carga máxima; porém, para o cálculo da energia total, adotou-se o comportamento resistente da coluna até à carga lateral de 80% da carga lateral máxima, como definido acima.

$$S = \frac{P_1 \cdot S_1 + (P_2 - P_1) \cdot S_2}{P_2} \tag{4.5}$$

$$\mu = 0.5 \cdot \left(\frac{E_{tot}}{E_{ela}} + 1\right) \tag{4.6}$$

em que,

 $P_1$  e  $P_2$ : forças laterais obtidas a partir da intercepção das retas;

 $P_3$ : força lateral máxima;

 $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ : declives das retas.

Na Tabela 4.3 estão mostrados os parâmetros utilizados nos cálculos do índice de deformabilidade ( $J_{\Delta}$ ) e da ductilidade ( $\mu$ ) pelo critério de energia e do *drift* último ( $\delta_{u}$ ).

Tabela 4.3 – Parâmetros de deformabilidade, de ductilidade e de drift último das colunas de BA-GFRP

Coluna	P <sub>máx</sub> [kN]	P <sub>u</sub> [kN]	<i>P<sub>c</sub></i> [kN]	$\Delta_{\rm u}$ [mm]	Δ <sub>c</sub> [mm]	$J_{\Delta}$ [-]	$E_{ela}/E_{tot}$ [%]	μ [-]	δ <sub>u</sub> [%]
G-R-N0-CM	76,6	61,3	44,8	131,6	35,8	5,0	30,1	2,2	8,2
G-R-N20-CM	78,4	62,7	57,9	68,9	9,1	8,2	12,3	4,6	4,3
G-R-N33-CM	90,2	72,2	38,1	36,0	3,2	21,3	15,9	3,6	3,2

 $P_{m\acute{a}x}$  = carregamento lateral máxima;  $\delta_u = \Delta_u/L_p$ , em que  $L_p$  é a altura de aplicação da carga lateral a partir da interface coluna-sapata

A partir das informações da Tabela 4.3, nota-se que (i) o índice de deformabilidade das colunas de BA-GFRP aumentou (monotonicamente) em até 323% com o incremento do nível de carga axial de 0% para 33% da carga axial última; (ii) a coluna G-R-N20-CM exibiu uma ductilidade pelo critério de energia superior em 112% e 26% à das colunas G-R-N0-CM e G-R-N33-CM, respectivamente, ou seja, verificou-se uma variação não monotónica daquele parâmetro com o nível de carga axial; e (iii) a coluna G-R-N0-CM apresentou um valor de drift último 91% e 156% superior ao das colunas G-R-N20-CM e G-R-N33-CM, respectivamente, verificando-se uma redução contínua daquele parâmetro como nível de carga axial. A coluna de BA-GFRP sem carregamento axial, mesmo com um elevado valor de drift em relação às demais colunas, exibiu uma parcela de energia elástica superior em 144% e 89% ao das colunas G-R-N20-CM e G-R-N33-CM, respectivamente. Estas considerações demonstram que o elevado valor no drift na coluna G-R-N0-CM não resultou numa maior ductilidade em termos de energia, em virtude do comportamento elástico-linear dos varões de GFRP, que libertam uma significativa quantidade de energia elástica no instante da rotura (Oudah e El-Hacha, 2012). Este quantitativo de energia elástica libertada pode ser verificado através duma normalização, em relação ao deslocamento último, das curvas carga lateral vs. deslocamento lateral, como mostrado na Figura 4.21, em que fica explícita a significativa diferença entre a fase elástica da coluna G-R-N0-CM e a das demais colunas.

A reduzida ductilidade da coluna G-R-N0-CM ocorreu por conta da diminuta área de betão comprimido, fazendo com que o comportamento (em flexão) deste elemento estrutural estivesse associado, em grande medida, ao desempenho dos varões de GFRP sob tracção, cuja natureza é elástica-linear até à sua rotura.

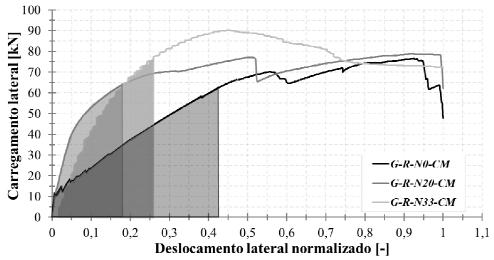


Figura 4.21 – Curvas carregamento lateral vs. deslocamento lateral normalizado, com destaque para as fase elásticas de cada coluna de BA-GFRP

Igualmente, ficou evidente a influência do aumento do nível do carregamento axial na variação da ductilidade. Isto ocorreu, pois, a presença do carregamento axial, aumentou a área de betão comprimido e possibilitou a atividade de confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP (com exceção da coluna G-R-N33-CM, em que o confinamento não foi tão eficaz), permitindo um maior desenvolvimento de plasticidade nas colunas, com menor dependência do comportamento estrutural dos varões de GFRP tracionados. Contudo, o aumento da carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  para  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$ , resultou na diminuição do nível de ductilidade em 26%, por conta do incremento da degradação da zona da rótula inelástica.

Finalmente, notou-se que o índice de deformabilidade em termos de carregamento e deslocamento lateral não traduziu adequadamente o comportamento das colunas de BA-GFRP no que se refere à sua capacidade de dissipação de energia; de facto, houve um aumento do valor de  $J_{\Delta}$  da coluna G-R-N20-CM para a coluna G-R-N33-CM, o que está em desacordo com a noção bem estabelecida (aplicável ao comportamento estrutural de elementos de BA convencionais) de que o aumento da carga axial resulta em diminuição da ductilidade (Park e Paulay, 1975).

#### 4.3.3 Observações dos ensaios e modos de rotura

Em virtude do comportamento elástico-linear dos varões de GFRP, o comportamento resistente último das colunas de BA-GFRP esteve associado, em grande medida, ao esmagamento do betão. Assim, todas as colunas exibiram um modo de rotura à flexão, que, em linhas gerais, resultou num comportamento que envolveu a seguinte sequência

de fenômenos e danos nos materiais: (i) fissuração do betão tracionado; posterior (ii) destacamento do betão de recobrimento na face comprimida; (iii) seguido da ativação do confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP; e, finalmente, (iv) rotura por esgotamento da capacidade resistente dos materiais, que, dependendo das colunas envolveu, esmagamento do núcleo de betão comprimido, esmagamento dos varões longitudinais de GFRP sob compressão e rotura das cintas de GFRP na região dobrada ou desfazimento (abertura) da sua forma.

Os modos de rotura característicos são mostrados da Figura 4.22 à Figura 4.27.

Algumas destas imagens foram recolhidas numa fase posterior aos ensaios, depois de se retirar o betão fissurado/esmagado da região da rótula, visando identificar melhor os modos de rotura, principalmente, quanto às armaduras de GFRP (longitudinais e transversais); este procedimento só não foi adotado na coluna G-R-N33-CM, devido à intensa danificação da região da rótula durante o ensaio.



Figura 4.22 – Modo de rotura com vista frontal (à esquerda), face tracionada (ao meio) e face comprimida (à direita) da coluna G-R-N0-CM

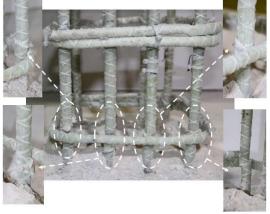


Figura 4.23 – Destaque da rotura dos varões longitudinais de GFRP comprimidos na região da rótula da coluna G-R-N0-CM



Figura 4.24 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.), face tracionada (ao meio) e face comprimida (à dir.) da coluna G-R-N20-CM



Figura 4.25 – Destaque da rotura dos varões longitudinais de GFRP comprimidos na região da rótula da coluna G-R-N20-CM



Figura 4.26 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.), face tracionada (ao meio) e face comprimida (à dir.) da coluna G-R-N33-CM



Figura 4.27 – Destaque da rotura dos varões longitudinais (comprimidos) e transversais de GFRP na região da rótula da coluna G-R-N33-CM

Os modos de rotura estão elencados na última coluna da Tabela 4.4, que também apresenta um resumo dos principais parâmetros que definiram o comportamento das colunas de BA-GFRP, nomeadamente o carregamento (P) e o deslocamento lateral (d) associados ao 1º e 2º picos de carga e à rotura; estes parâmetros são ilustrados qualitativamente na Figura 4.7.

Tabela 4.4 – Resumo do comportamento resistente das colunas de BA-GFRP-CM

Coluna	f <sub>c,teste</sub> [MPa]	P <sub>1°pico</sub> [kN]	d <sub>1°pico</sub> [mm]	P <sub>2°pico</sub> [kN]	d <sub>2°pico</sub> [mm]	P <sub>rot</sub> [kN]	d <sub>rot</sub> [mm]	Modo de Rotura
G-R-N0-CM	40	70,1	75,9	76,6	126,2	75,3	129,5	1,2
G-R-N20-CM	- 40	76,7	35,8	78,4	68,5	78,4	68,5	1,2
G-R-N33-CM	47,5	90,2	16,1	-	-	54,1	51,1	1,2,3,4

f<sub>c,teste</sub> = resistência à compressão média cúbica no dia do ensaio; P = carregamento lateral; d = deslocamento lateral; rot = rotura, correspondente a 80% da carga máxima; Modos de rotura: 1 – Esmagamento do betão (destacamento do betão de recobrimento e/ou esmagamento do núcleo de betão); 2 – Esmagamento dos varões longitudinais de GFRP sob compressão; 3 – Rotura das cintas de GFRP; 4 – Desfazimento (abertura) da forma da cinta de GFRP

As colunas de BA-GFRP apresentaram modos de rotura com um nível de ductilidade não desprezável (G-R-N0-CM e G-R-N20-CM, em virtude da atividade de confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP) e do tipo frágil (G-R-N33-CM), com fissuração na zona próxima da interface coluna-sapata, resultando numa rotura brusca e audível dos varões de GFRP na face comprimida. Este tipo de rotura resulta do comportamento elástico-linear dos varões longitudinais de GFRP.

Relativamente ao comportamento resistente das colunas de BA-GFRP-CM, a presença do carregamento axial solicitante influenciou (i) a deterioriação na região próxima da interface coluna-sapata, ou seja, a degradação da RDI, e (ii) os modos de rotura destes elementos estruturais.

Quanto à degradação da região da RDI, a coluna G-R-N0-CM, sem solicitação axial, apresentou uma danificação inferior nesta região, em comparação às demais colunas, bem como um destacamento menos significativo do betão de recobrimento, como se verifica na Figura 4.22. A coluna G-R-N33-CM, sujeita a um nível elevado de carregamento axial, exibiu um reduzido nível de fissuração, anterior à rotura, que se deu de forma relativamente explosiva, na região da RDI, resultando numa intensa degradação por comparação com as restantes colunas de BA-GFRP-CM (Figura 4.26 e Figura 4.27).

Com o aumento do nível de carregamento axial aplicado, verificou-se uma diferenciação nos modos de rotura dos elementos estruturais, por conta da significativa expansão do núcleo de betão. Para a coluna de BA sob maior nível de carregamento axial (G-R-N33-CM – Figura 4.26 e Figura 4.27), em consequência da significativa carga lateral máxima, da relevante atividade expansiva e da rotura por esmagamento do núcleo de betão, como mostrado na Figura 4.19, ocorreu rotura das cintas de GFRP ou desfazimento da sua forma (fechada), o que não sucedeu nas colunas G-R-N0-CM e G-R-N20-CM. Isto deuse em virtude da maior área de betão comprimido e, assim, da elevada deformação lateral do núcleo de betão pelo efeito de Poisson.

Na coluna de GFRP sob maior solicitação axial (G-R-N33-CM), as cintas fechadas de GFRP e com extremidades dobradas a 90° sofreram uma abertura ou desfazimento da forma retangular, como ilustrado na Figura 4.27, por duas razões principais: (i) a angulação da dobragem mobilizou uma resistência mecânica reduzida (sendo, contudo, uma solução corrente para cintas individuais sem emendas, em virtude do processo de fabrico); e (ii) a insuficiente resistência aderente associada ao por conta do acabamento superficial (com fibras de GFRP enroladas helicoidalmente) que foi incapaz de resistir ao deslizamento relativo do betão circundante (que, neste caso, apresentava menor área de contato após o destacamento do betão de recobrimento).

Ainda relativamente aos modos de rotura, notou-se que o esmagamento dos varões de GFRP comprimidos nas colunas G-R-N0-CM e G-R-N20-CM ocorreu numa altura mais próxima da interface coluna-sapata do que na coluna G-R-N33-CM, como já referido na subsecção 4.3.2.2.

A rotura dos varões longitudinais de GFRP sob compressão apresentou um plano de inclinação ou corte, como se mostra na Figura 4.25, proveniente da ação dos esforços tangenciais e oriundos do estado de tensão biaxial que surge da aplicação da carga lateral

e axial solicitantes, bem como do comportamento anisotrópico destes varões compósitos de GFRP. Como os varões de GFRP apresentam uma resistência na direção transversal à das fibras menor do que na direção longitudinal, num estado de tensão biaxial, após a microencurvadura das fibras de vidro sob compressão, seguiu-se o surgimento de um plano de corte e o deslizamento das áreas de rotura dos varões de GFRP.

Este tipo de rotura dos varões de GFRP à compressão, segundo Budiansky e Fleck (1993), caracteriza-se pelo desalinhamento das fibras de vidro juntamente com a deformação tangencial plástica na matriz, que ocorre numa faixa estreita e inclinada de 10° a 30° relativamente à direção transversal das fibras, em dependência direta ao módulo de corte do material da matriz e da fração volumétrica das fibras.

A diferença entre os estados de tensão nos varões de GFRP à compressão no interior da coluna (tensão axial e tensão de corte) e nos ensaios de caracterização à compressão (uniaxial), exemplificada pela extensão axial máxima nos varões longitudinais de GFRP sob compressão na coluna G-R-N20-CM, cujo valor foi 77% inferior à extensão axial de rotura à compressão (Tabela 4.2), deve ter contribuído para uma menor resistência dos varões nos ensaios das colunas em relação aos ensaios de caracterização material.

Este comportamento estrutural deve-se à presença de esforços tangenciais na direção transversal à das fibras de GFRP, podendo ainda resultar, pelo menos em parte, do efeito de escala e da não coincidência entre a secção onde ocorreram efetivamente as extensões máximas e as secções onde foram colocados extensómetros (aspectos já referidos). Esta mesma condição de estado de tensão (e, porventura, os efeitos de escala) resultou na rotura dos varões de GFRP na face tracionada para a coluna G-R-N33-CM (a extensão axial máxima deste varão foi 76% inferior à extensão axial de rotura, como mostrado na Tabela 4.2), diferentemente da coluna G-R-N20-CM, cuja rotura ocorreu apenas nos varões de GFRP sob compressão. Este modo de rotura da coluna G-R-N33-CM terá ocorrido, posteriormente à rotura do núcleo de betão, estando associado à ação de corte promovida pelo deslizamento entre as partes do núcleo de betão rompido, como dantes referido na Figura 4.19.

A Figura 4.28 ilustra a rotura dos varões de GFRP por corte na face tracionada na coluna G-R-N33-CM.



Figura 4.28 – Destaque para a rotura nos varões de GFRP por corte na coluna G-R-N33-CM

#### 4.4 Colunas de BA-CM com diferentes materiais da armadura longitudinal

#### 4.4.1 Considerações iniciais

Nesta subsecção analisam-se e discutem-se os resultados do comportamento estrutural das colunas de BA com diferentes materiais da armadura longitudinal sob CM, nomeadamente, as colunas de BA com (i) varões de aço convencional (carbono) sob carregamento axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , que constituiu coluna de referência; (ii) varões de GFRP sob nível de carregamento axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  e  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$  (estas já analisadas na secção anterior); e (iii) armadura hibridizada combinando varões de GFRP e SS (BA-G/SS) com duas taxas de hibridização diferentes sob carregamento axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  e  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$  (esta última coluna foi armada apenas com uma taxa de hibridização, H1).

Para facilitar a análise e interpretação dos resultados, na Tabela 4.5 foram sumarizadas as características das colunas de BA desta secção, com destaque para as taxas de armadura longitudinal total ( $\rho_{tot}$ ) e efetiva ( $\rho_{eff}$ ) (definidas na subsecção 2.6.2 do capítulo 2).

Coluna	fc,teste [MPa]	$\rho_s$ [%]	ρ <sub>GFRP</sub> [%]	ρ <sub>ss</sub> [%]	ρ <sub>tot</sub> [%]	$ ho_{\it eff}$ [%]	EA [MN]
S-R-N20-CM	40,0	0,89	-	-	-	-	160,8
G-R-N20-CM			1,79	-	1,79	-	80,4
G-R-N33-CM							
G/SS-H1-N20-CM		_	1,34	0.35	1.69	2.29	121,9
G/SS-H1-N33-CM	47,5		1,54	0,33	1,09	2,29	121,9
G/SS-H2-N20-CM	40,0		0,89	0,50	1,39	1,76	127,5

Tabela 4.5 – Resumo das características das colunas de BA

Legenda:  $f_{c,teste}$  = resistência à compressão cúbica no dia do ensaio;  $\rho_s$ ,  $\rho_{GFRP}$ ,  $\rho_{ss}$  - taxa de armadura longitudinal dos varões de A, de GFRP e de aço inoxidável, respectivamente; EA - rigidez das armaduras da secção

#### 4.4.2 Análise do comportamento estrutural das colunas

#### 4.4.2.1 Curvas carga vs. deslocamento lateral e momento fletor vs. curvatura

O comportamento resistente das colunas de BA com diferentes materiais das armaduras longitudinais foi verificado por meio das curvas experimentais de carregamento lateral vs. deslocamento lateral e momento fletor vs. curvatura, como ilustrado na Figura 4.29 e na Figura 4.30. Nesta subsecção considerou-se oportuno comparar, principalmente, a influência dos materiais da armadura longitudinal para o mesmo nível de carga axial no comportamento lateral resistente dos elementos estruturais, pelo fato de apresentarem os valores dos respectivos primeiros picos de carga lateral muito próximos do valor previsto analiticamente na preparação do programa experimental ( $\approx$ 75 kN).

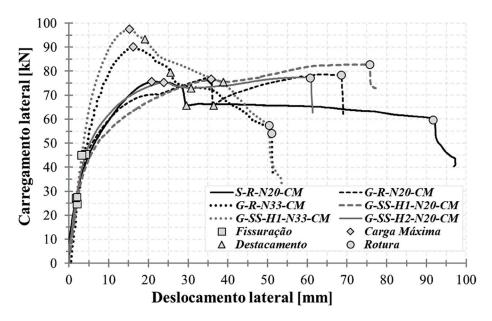


Figura 4.29 – Curvas carregamento lateral vs. deslocamento lateral das colunas de BA-CM

Nas curvas experimentais foram destacadas as três fases explanadas na subsecção 4.3.2.1: (i) *Elástica*; (ii) *Inelástica-Fissuração*; e (iii) *Inelástica-Confinamento*. Estas curvas exibem o deslocamento lateral até à rotura do primeiro varão de GFRP à compressão, pois a resistência lateral diminuiu consideravelmente a partir daí. As curvas experimentais de momento fletor *vs.* curvatura foram definidas e apresentadas seguindo a mesma metodologia utilizada na secção 4.3, enquanto os deflectômetros apresentaram leituras adequadas, isto é, até ao destacamento do betão de recobrimento.

Na fase elástica, as colunas de BA sob **nível de carga axial de 20\% \cdot A\_c \cdot f\_c** com diferentes materiais das armaduras longitudinais apresentaram valores de rigidez à flexão muito próximos, como seria de esperar, pela reduzida influência das armaduras para a rigidez

nesta fase do comportamento, tendo um carregamento lateral de fissuração médio igual a 26,5 kN.

Quanto à fase inelástica-fissuração para as colunas de BA sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , para valores mais elevados de carregamento lateral, a coluna G/SS-H1-N20-CM apresentou uma redução de rigidez à flexão mais significativa, provavelmente por conta da menor resistência à compressão cúbica do betão registada nesta coluna (36 MPa, face aos 40 MPa das demais colunas sob este mesmo nível de carga axial).

Nesta fase, a coluna S-R-N20-CM exibiu um valor mais reduzido de deslocamento lateral (~21 mm) relativo ao primeiro pico de carga lateral, em virtude (i) da resistência máxima deste elemento estrutural estar associada à extensão de cedência dos varões longitudinais de A ( $\varepsilon_y$  = 0,00275), que é menor do que a extensão máxima do betão comprimido à flexão ( $\varepsilon_{cu}$  = 0,0035) para as colunas de BA-GFRP, e que a extensão de cedência equivalente dos varões longitudinais de SS ( $\varepsilon_{ss0,2}$  = 0,0055), para as colunas de BA-G/SS; e (ii) da rigidez à flexão da secção em estado fendilhado desta coluna ser superior em 100%, 32% e 26% às rigidezes das colunas G-R-N20-CM, G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, respectivamente, resultando numa menor deformabilidade para o primeiro pico de carga.

As colunas com maiores taxas de armadura de GFRP (G-R-N20-CM com  $\rho_{GFRP}$  = 1,79% e G/SS-H1-N20-CM com  $\rho_{GFRP}$  = 1,34%) apresentaram, na fase inelástica-fissuração, o mesmo valor do primeiro pico de carga lateral para um mesmo deslocamento lateral (~36 mm); este resultado pode ser justificado pelo facto de a diferença entre as resistências à compressão cúbicas do betão no dia do ensaio daquelas colunas (11% maior na coluna BA-GFRP do que na coluna BA-G/SS) ter sido compensada pela inserção dos varões de SS, que possuem superior rigidez em comparação aos varões de GFRP. Assim, por conta das características dos materiais, o deslocamento lateral pré-pico de carga lateral para as colunas de BA-GFRP e BA-G/SS sob carga axial de 20%· $A_c$ : $f_c$  foi 72% maior do que o da coluna de BA-A, em virtude da maior rigidez axial das armaduras de A, como demonstrado na Tabela 4.5.

Ainda nesta fase, as colunas hibridizadas apresentaram diferentes comportamentos estruturais, em que a coluna G/SS-H1-N20-CM atingiu o primeiro pico de carga para um valor de deslocamento lateral superior em 50% ao da coluna G/SS-H2-N20-CM, reflectindo um comportamento inicialmente mais deformável (principalmente em estado fendilhado) da coluna G/SS-H1-N20-CM. Isto ocorreu pois (i) a taxa de armadura

longitudinal de GFRP na coluna G/SS-H1-N20-CM foi 50% superior à da coluna G/SS-H2-N20-CM, resultando numa rigidez à flexão no estado fendilhado inferior em cerca de 5% à rigidez da coluna com taxa de hibridização H2; e (ii) a resistência à compressão do betão da coluna G/SS-H1-N20-CM foi 10% menor que o da coluna G/SS-H2-N20-CM, o que resultou num módulo de elasticidade do betão ligeiramente inferior e, expectavelmente, numa menor resistência à tracção. Desta feita, a conjunção destes parâmetros conferiu um comportamento menos rígido em estado fendilhado à coluna G/SS-H1-N20-CM.

Relativamente ao destacamento do recobrimento no fim da fase inelástica-fissuração para as colunas de BA sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , nota-se que os elementos estruturais armados com varões apenas de um tipo de material, S-R-N20-CM e G-R-N20-CM, apresentaram uma expressiva redução de força lateral de 13% e 15%, respectivamente. Por outro lado, para os elementos estruturais com armadura hibridizada, G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, o destacamento do recobrimento foi mais progressivo, tendose materializado numa suavizada redução de força lateral de 1% e 3%, respectivamente. Estas diferenças do comportamento estrutural das colunas, quanto ao destacamento do betão de recobrimento, reforçam novamente a influência positiva da combinação dos varões de SS com os varões de GFRP, desde que convenientemente cintados, relativamente ao desenvolvimento progressivo da resistência lateral, em virtude da elevada rigidez, do comportamento elasto-plástico e da boa aderência dos varões de SS ao betão.

Na fase inelástica-confinamento das **colunas de BA sob carga axial de 20%**· $A_c$ · $f_c$ , evidencia-se que a coluna de S-R-N20-CM apresentou maior deslocamento lateral, devido aos fenômenos de cedência e de endurecimento dos varões longitudinais de aço, verificando-se que o efeito de confinamento do núcleo de betão nesta coluna esteve aquém das demais (comprovado pela ausência do segundo pico de carga), por conta da menor taxa de armadura transversal de A (embora com a mesma rigidez axial por metro de altura da coluna). As demais colunas deste grupo de elementos estruturais analisados possuem a mesma taxa de armadura transversal de GFRP, resultando num segundo pico de carga lateral após o destacamento do recobrimento em todas estas colunas, ou seja, G-R-N20-CM, G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM.

Dentre as colunas desta série, a coluna G/SS-H1-N20-CM apresentou o melhor desempenho em relação ao aumento de carga lateral comparativamente ao primeiro pico de carga (incremento de 9% em comparação ao aumento de 2% e 3% para as colunas G-R-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, respectivamente), bem como um significativo deslocamento lateral no momento da rotura dos varões de GFRP (deslocamento lateral máximo superior em 11% e 25% aos deslocamentos laterais últimos das colunas G-R-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, respectivamente).

Este comportamento estrutural da coluna G/SS-H1-N20-CM deu-se, em comparação à coluna G-R-N20-CM, por causa dos varões longitudinais de SS, que, por apresentarem elevado módulo de elasticidade, causaram um destacamento do betão de recobrimento mais progressivo do que na coluna G-R-N20-CM, em que aquele fenômeno ocorreu de forma mais brusca e intensa. Ademais, destaca-se que a hibridização da armadura longitudinal da coluna G/SS-H1-N20-CM resultou numa perceptível manutenção da resistência lateral, por conta da maior rigidez à flexão, no estado fendilhado, do que a da coluna de BA-GFRP, como mostrado na Tabela 4.5 (este mesmo comportamento ocorreu para a coluna de BA com a hibridização H2).

Comparativamente à coluna G/SS-H2-N20-CM, a coluna G/SS-H1-N20-CM apresentou melhor desempenho em termos de aumento do carregamento lateral pós-destacamento do recobrimento (mesmo sendo constituída por um betão menos resistente, como referido acima), em virtude da melhor distribuição dos varões de GFRP e de SS nas faces da coluna G/SS-H1-N20-CM, para além da elevada taxa de hibridização efetiva (superior em 27% em relação à taxa da coluna G/SS-H2-N20-CM), o que contribuiu para uma melhor atividade de confinamento do núcleo de betão em expansão.

Relativamente às **colunas de BA sob nível de carga axial de 33%**: $A_c$ : $f_c$  (G-R-N33-CM e G-SS-H1-N33-CM), na fase elástica, o comportamento estrutural foi coincidente, em virtude da ausência de fissuração, apresentando um carregamento lateral de fissuração médio igual a 45,0 kN, que foi superior em 70% à carga lateral de fissuração para as colunas de BA sob nível de carga axial de 20% da carga axial última. Isto resultou da diminuição da área de betão tracionado e, consequentemente, no retardamento da fissuração.

Na fase inelástica-fissuração, estes elementos estruturais exibiram visíveis diferenças de redução de rigidez, por conta da presença dos varões de SS na coluna G/SS-H1-N33-CM.

Esta diferença de comportamento deveu-se à rigidez à flexão, no estado fendilhado, da coluna de BA-G/SS que foi superior em 52% à rigidez da coluna de BA-GFRP, como referido na Tabela 4.5, resultando num comportamento menos deformável e numa maior resistência lateral (superior em 8%) da coluna G/SS-H1-N33-CM relativamente à coluna G-R-N33-CM. Ainda nesta fase (relativa ao pré-pico de carga lateral), as colunas de BA sob carga axial de  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$  também apresentaram rigidezes à flexão visivelmente maiores, comparativamente às colunas de BA sob nível de carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , por conta (i) da elevada solicitação axial, que resultou num aumento da área de betão comprimida e, consequentemente, numa face traccionada menos fissurada; e (ii) da maior resistência à compressão do betão (diferença máxima de 32%, no caso da coluna G/SS-H1-N20-CM), que correspondeu a um incremento no módulo de elasticidade do betão e na sua resistência à tracção.

Finalmente, na fase inelástica-confinamento, o aumento na profundidade da linha neutra nas colunas de BA sob carga axial de  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$  resultou numa expansão do núcleo de betão mais significativa do que nas colunas de BA sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ . Esta atividade expansiva não foi eficientemente confinada pelas cintas de GFRP, em virtude do espaçamento entre as cintas (que se revelou insuficiente nesta fase), tendo em vista o mesmo comportamento (segundo pico de carga) das colunas sob menor nível de carga axial, como referido na secção 4.3.2. Esta insuficiência do confinamento do núcleo de betão, não permitiu a plastificação dos varões de SS (este último para a coluna G/SS-H1-N33-CM), resultando num menor deslocamento lateral máximo (a que corresponde uma muito acentuada redução de resistência), em relação às colunas de BA sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , reflectindo-se num modo de rotura mais frágil. Desta feita, nota-se que a presença dos varões de SS não teve o impacto esperado no comportamento da coluna G/SS-H1-N33-CM comparativamente à coluna G-R-N33-CM, sobretudo, devido à ausência de plastificação dos varões longitudinais de SS (pois a extensão de cedência equivalente dos varões de SS foi maior àquela prevista na fase de dimensionamento).

A Figura 4.30 apresenta as curvas experimentais momento fletor *vs.* curvatura. Destacase que as aferições das curvaturas das secções transversais nas colunas de BA desta secção foram feitas a partir das leituras dos deflectômetros (Figura 4.8) e anteriormente ao destacamento do betão de recobrimento, como referido na subsecção 4.3.2.

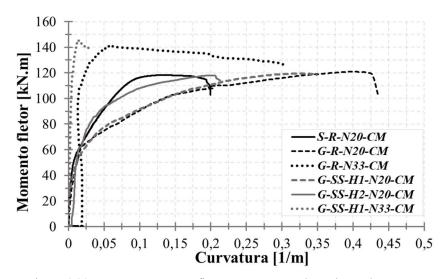


Figura 4.30 – Curvas momento fletor vs. curvatura das colunas de BA-CM

As colunas de BA sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  desenvolveram aproximadamente o mesmo valor de momento resistente (como previsto), diferenciando-se essencialmente pela deformabilidade na região da rótula. As colunas S-R-N20-CM e G-R-N20-CM apresentaram, respectivamente, o menor e o maior valor de curvatura máxima (até à fase de destacamento do recobrimento), por conta da relação inversa com as rigidezes à flexão no estado fendilhado destas colunas, tal que as colunas S-R-N20-CM e G-R-N20-CM exibiram valores máximo e mínimo de rigidez à flexão, respectivamente, dentre as colunas de BA sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , como mostrado na Tabela 4.5. Assim, a coluna S-R-N20-CM mostrou uma curvatura máxima 6%, 43% e 54% menor do que as curvaturas máximas das colunas G/SS-H2-20-CM, G/SS-H1-N20-CM e G-R-N20-CM, respectivamente.

O menor módulo de elasticidade dos varões de GFRP e a sua influência na curvatura das colunas justifica, igualmente, o comportamento mais deformável da coluna G/SS-H1-N20-CM face à coluna G/SS-H2-20-CM ( $\rho_{GFRP}$  é 51% superior na primeira coluna), resultando numa curvatura 64% superior na primeira coluna; além de que a coluna de BA com taxa de hibridização H1 apresentou um betão menos resistente (e, consequentemente, menos rígido) do que a coluna com taxa de hibridização H2.

No que concerne às curvas momento fletor vs. curvatura das colunas de BA sob carga axial de  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$ , nota-se que a combinação dos varões longitudinais de GFRP e de SS na coluna G/SS-H1-N33-CM resultou em menor deformabilidade em comparação à coluna G-R-N33-CM. Isto deu-se devido à rigidez à flexão no estado fendilhado da coluna de BA-G/SS, que foi 52% superior à da coluna de BA-GFRP. Por esta mesma

razão, a coluna G-R-N33-CM apresentou até uma curvatura máxima 50% e 41% superior às curvaturas das colunas S-R-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, respectivamente.

## 4.4.2.2 Deformabilidade da região da rótula

Da Figura 4.31 à Figura 4.36 apresentam-se os resultados referentes às curvaturas da região das rótulas das colunas de BA com diferentes materiais das armaduras longitudinais.

À semelhança dos gráficos apresentados na subsecção 4.3.2.2, as curvas a seguir apresentam valores de curvaturas em relação à altura da coluna, com destaque para as fases de fissuração, da carga máxima antes do destacamento do recobrimento e do destacamento do betão de recobrimento, com as respectivas curvaturas para os 4 níveis de altura da coluna (a coluna S-R-N20-CM possui, apenas, 3 níveis). Igualmente, ilustrase a determinação da altura da rótula (relativamente à face comprimida) e a posição da rotura dos varões comprimidos.

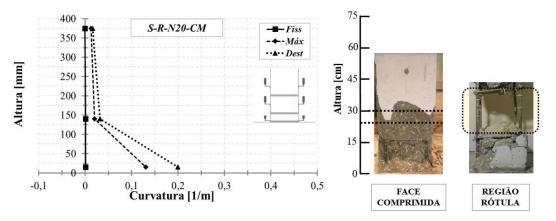


Figura 4.31 – Curvas altura da coluna vs. curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da encurvadura dos varões longitudinais de A à compressão da coluna S-R-N20-CM (à dir.)

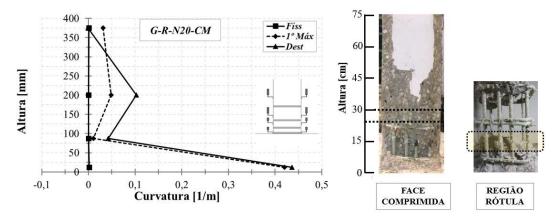


Figura 4.32 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G-R-N20-CM (à dir.)

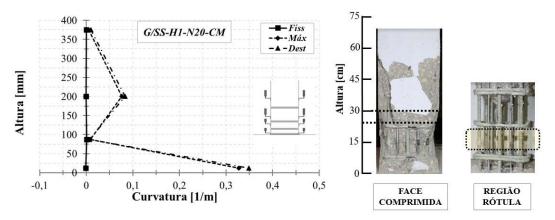


Figura 4.33 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G/SS-H1-N20-CM (à dir.)

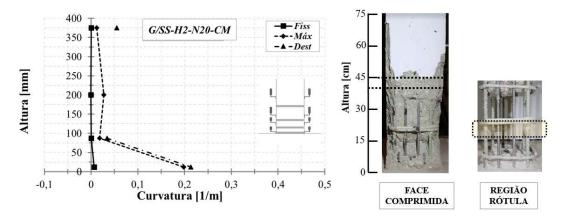


Figura 4.34 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G/SS-H2-N20-CM (à dir.)

As colunas de BA sob nível de carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  apresentaram um estreitamento no nível 2 de altura da coluna (com valores absolutos de curvatura inferiores a 0,045 /m), seguido de um aumento da curvatura no nível 3, confirmando que a concentração de inelasticidade das colunas deu-se numa região próxima à interface coluna-sapata. Nestas colunas, a fissuração prolongou-se acima do nível 2, com o aumento da curvatura, com exceção da coluna S-R-N20-CM, cuja extensão de dano em altura foi reduzida como consequência da elevada rigidez à flexão da armadura em relação às demais colunas.

Em termos relativos, verificou-se uma redução de curvatura de 79%, 48%, 36% e 34%, na fase de destacamento, entre os níveis 1 e 2 nas colunas G-R-N20-CM, G/SS-H1-N20-CM, G/SS-H2-N20-CM e S-R-N20-CM, respectivamente, devido às rigidezes à flexão das armaduras das colunas de BA, que apresentam uma relação inversa com as respectivas curvaturas das secções. Estes resultados mostram que colunas com armaduras com menor rigidez de flexão, além de serem mais deformáveis, apresentam uma diminuição da altura

da rótula; e, consequentemente, uma redução da altura do centro de inelasticidade da região danificada.

Ainda que a coluna S-R-N20-CM tenho sido submetida a uma carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , torna-se difícil compará-la com as demais colunas sujeitas ao mesmo nível de carga axial, em virtude do significativo espaçamento entre as cintas de aço desta coluna, que reduziu a atividade de confinamento do núcleo de betão, confirmado pelo não aparecimento do segundo pico de carga (Figura 4.29). Por isso, mesmo tendo exibido uma altura de rótula (aproximadamente entre 25-30 cm) inferior às demais colunas, como ilustrado na Figura 4.31, a encurvadura dos varões longitudinais de aço entre cintas foi verificada a uma altura de aproximadamente 38 cm da interface (entre os níveis 1 e 2 das cintas de aço acima da sapata). Assim, por conta (i) do significativo espaçamento entre as cintas de aço; e (ii) da não continuação do ensaio até ao aparecimento de uma encurvadura mais evidente, que poderia ter danificado mais a região da rótula, torna-se inconsistente a comparação com as demais colunas no que se refere à definição da altura da rótula plástica e da posição do centro de plasticidade. Contudo, destaca-se o fato de a coluna S-R-N20-CM ter apresentado uma menor redução de curvatura máxima (entre os dois níveis inferiores), face às demais colunas sujeitas à carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , por conta da ausência de varões de GFRP, confirmando a sua influência naquele parâmetro.

Com as devidas ressalvas da imprecisão de escala novamente consideradas, as imagens da zona da rótula mostradas da Figura 4.31 à Figura 4.34 permitem aferir a altura da região danificada, bem como a posição da rotura dos varões de GFRP na face comprimida.

Concernente às demais colunas, que possuem a mesma taxa de armadura transversal de GFRP, as alturas das rótulas estiveram aproximadamente entre 25-30 cm, 25-30 cm e 40-45 cm para as colunas G-R-N20-CM, G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, respectivamente. A partir da dimensão do espaçamento entre as cintas de GFRP, nota-se que a rotura dos varões de GFRP comprimidos das colunas G-R-N20-CM, G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM deu-se a uma altura de aproximadamente 15 cm (entre os níveis 1 e 2 das cintas de GFRP acima da sapata), 15 cm (entre os níveis 1 e 2 das cintas de GFRP acima da sapata) e 20 cm (entre os níveis 1 e 2 das cintas de GFRP acima da sapata), respectivamente. Ainda que as colunas G-R-N20-CM e G/SS-H1-N20-CM apresentem características semelhantes, a coluna de BA-GFRP exibiu um valor de  $\rho_{GFRP}$ 

superior em 34% ao da coluna de BA-G/SS, resultando em maior redução de curvatura nos primeiros níveis acima da interface coluna-sapata e demonstrando que o parâmetro  $\rho_{GFRP}$  influencia as características da rótula (altura e centro de inelasticidade).

Finalmente, a coluna G/SS-H1-N20-CM apresentou uma menor altura da rótula e do centro de inelasticidade do que a coluna G/SS-H2-N20-CM, em virtude de (i) possuir taxas de hibridização total e efectiva superiores em 21% e 27%, respectivamente; e de (ii) exibir um betão menos resistente (e mais deformável) face ao da coluna G/SS-H2-N20-CM. Isto demonstra que o aumento da taxa de hibridização, resultado da diminuição do valor de  $\rho_{GFRP}$ , resultou na redução da altura do centro da região da rótula.

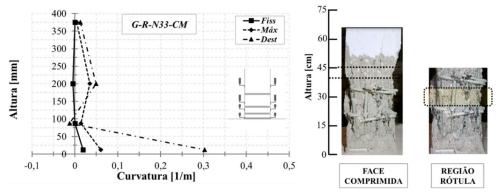


Figura 4.35 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G-R-N33-CM (à dir.)

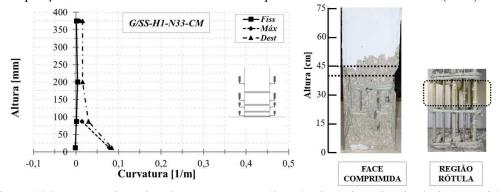


Figura 4.36 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da rótula (ao meio) e posição da rotura dos varões de GFRP à compressão da coluna G/SS-H1-N33-CM (à dir.)

As colunas de BA sob nível de carga axial de  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$  apresentaram um estreitamento no nível 2 de altura da coluna (com valores absolutos de curvatura inferiores a 0,03 /m), seguido de um aumento da curvatura no nível 3 (neste caso, apenas para a coluna G-R-N33-CM, em virtude da menor rigidez à flexão, no estado fendilhado), à semelhança das colunas de BA sob nível de carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ . Na coluna G-R-N33-CM a fissuração prolongou-se acima do nível 2, com o aumento da curvatura; na coluna G/SS-H1-N33-CM tal não ocorreu, por conta da presença dos varões longitudinais de SS.

Em termos relativos, as colunas G-R-N33-CM e G/SS-H1-N33-CM exibiram uma redução de curvatura em 60% e 11% entre os níveis 1 e 2, respectivamente, igualmente devido à variação da taxa de armadura longitudinal de GFRP, evidenciando novamente a influência deste parâmetro nas características da região da rótula.

Com as devidas ressalvas da imprecisão de escala, as imagens da zona da rótula mostradas na Figura 4.35 e na Figura 4.36 permitem aferir que a altura da rótula de ambas as colunas esteve aproximadamente entre 40-45 cm. A partir do espaçamento entre as cintas de GFRP, nota-se que a rotura dos varões de GFRP comprimidos, para ambas as colunas, deu-se numa altura de cerca de 25 cm (entre os níveis 2 e 3 das cintas de GFRP acima da sapata). Estas informações mostram que o aumento do carregamento axial elevou a altura da rótula e do centro de inelasticidade da região danificada, relativamente às colunas de BA sob nível de carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , confirmando o que fora referido na seção 4.3.2.

Mesmo que as colunas G-R-N33-CM e G/SS-H1-N33-CM apresentem características semelhantes em termos de dimensões da região da rótula, a maior área de armadura de GFRP da coluna de BA-GFRP resultou em maior redução de curvatura nos primeiros níveis acima da interface coluna-sapata, reforçando que o parâmetro  $\rho_{GFRP}$  influencia as características da rótula (altura e centro de inelasticidade).

## 4.4.2.3 Extensões axiais das armaduras longitudinais e transversais

Nesta subsecção avaliam-se as extensões axiais dos varões longitudinais e transversais agrupando-os pelo nível de carregamento axial imposto, ou seja,  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  e  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$ . As extensões axiais das armaduras longitudinais e transversais são apresentadas da Figura 4.37 à Figura 4.40 para as colunas de BA sob nível de carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  e, na Figura 4.41 e na Figura 4.42 para as colunas de BA sob nível de carga axial de  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$ .

Nestes gráficos são apresentadas as extensões axiais nas armaduras quanto aos valores relativos a quatros fases principais: (i) fissuração da face de betão tracionada; (ii) primeiro pico de carga lateral ou carga máxima (para a coluna S-R-N20-CM, G-R-N33-CM e G/SS-H1-N33-CM); (iii) destacamento do betão de recobrimento; e (iv) rotura da coluna pelo esgotamento da capacidade resistente dos materiais.

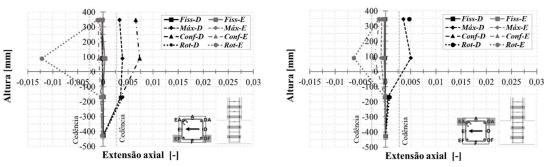


Figura 4.37 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de aço carbono para a coluna S-R-N20-CM para os varões do lado Frente (à esquerda) e Atrás (à direita)

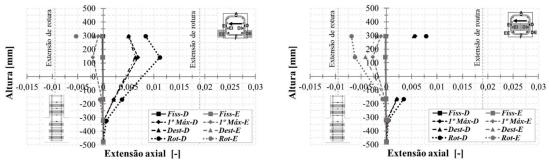


Figura 4.38 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de GFRP para a coluna G-R-N20-CM para os varões mais externos (à esquerda) e mais internos (à direita)

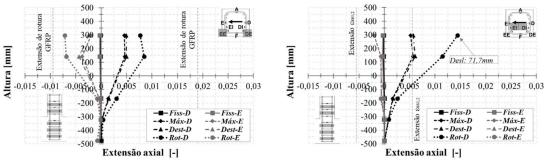


Figura 4.39 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura hibridizada para a coluna G/SS-H1-N20-CM para os varões de GFRP (à esquerda) e SS (à direita)

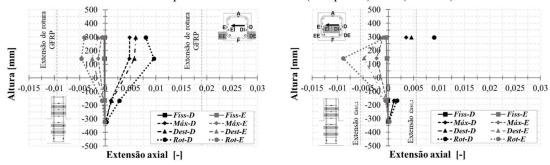


Figura 4.40 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura hibridizada para a coluna G/SS-H2-N20-CM para os varões de GFRP (à esquerda) e SS (à direita)

Como se ilustra da Figura 4.37 à Figura 4.40, para a fase de rotura, as colunas de BA sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  apresentaram extensões axiais máximas nos varões longitudinais tracionados de aço carbono e GFRP no interior da sapata (zona superior) de 3,9‰, 3,7‰, 3,0‰ e 2,8‰, nas colunas S-R-N20-CM, G-R-N20-CM, G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, respectivamente. As duas primeiras colunas apresentaram extensões axiais

máximas de tracção semelhantes, pois a coluna de BA-GFRP, ainda que armada com varões de GFRP (cujo material apresenta menor módulo de elasticidade, que resultaria em superior extensão axial em relação aos varões de aço para a mesma solicitação), possui o dobro da taxa de armadura longitudinal da coluna S-R-N20-CM, resultando, assim, em uma maior profundidade da linha neutra, maiores extensões axiais na face comprimida da coluna e, consequentemente, na rotura antecipada dos varões de GFRP sob compressão. Relativamente às colunas de G/SS, a variação da taxa de hibridização não modificou a extensão máxima dos varões longitudinais de GFRP na região interna da sapata.

Desta feita, as extensões axiais máximas nos varões de GFRP medidas no interior da sapata corresponderam a tensões de aderência média, calculadas com a equação (4.3), de 4,0 MPa, 3,4 MPa e 3,3 MPa, para as colunas G-R-N20-CM, G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, respectivamente. Estes valores são, respectivamente, 71%, 75% e 76% inferiores ao valor máximo de tensão de aderência obtido no ensaio de arrancamento, confirmando que a rotura das colunas não ocorreu por deslizamento dos varões de GFRP.

Destaca-se ainda que as reduzidas extensões axiais máximas da armadura longitudinal no nível mais inferior (a 476 mm abaixo da interface coluna-sapata) das colunas G-R-20-CM e G/SS-H1-N20-CM, como ilustrado na Figura 4.38 e na Figura 4.39, demonstram que os varões longitudinais de GFRP e SS instrumentados permaneceram bem amarrados no troço inferior da sapata. Por este motivo, nas demais colunas de BA-CM (preparadas numa fase posterior) este nível de instrumentação não foi incluído.

Os varões de aço (convencional e inoxidável) sob tracção atingiram as extensões que caracterizam o comportamento plástico destes materiais, ou seja, as extensões de cedência e de cedência equivalente, respectivamente. Somado a isto, destaca-se que todas as colunas-BA desta série, com exceção da coluna S-R-N20-CM, apresentaram elevadas extensões axiais no primeiro nível acima da interface coluna-sapata, confirmando a atividade confinante pelos varões longitudinais entre as cintas de GFRP face à expansão do núcleo de betão, igualmente referida nos trabalhos de Tobbi *et al.* (2012) e Afifi *et al.* (2013), somado à maior deformabilidade dos varões longitudinais de GFRP (menor módulo de elasticidade) e ao eficaz confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP. Este efeito foi menos expressivo na coluna de BA-A, devido à menor taxa de armadura transversal, que se revelou ineficiente no confinamento do núcleo de betão.

Destaca-se, como referido na subsecção 4.3.2.3, que este aumento de extensão axial pode, igualmente, ter ocorrido por conta de um dano localizado naquele nível.

A coluna G-R-N20-CM, em comparação com a coluna S-R-N20-CM, apresentou elevadas extensões axiais nos varões longitudinais à tracção nos níveis acima da sapata, em virtude do menor módulo de elasticidade do GFRP, bem como da maior taxa de armadura longitudinal (como referido). Contudo, a coluna de BA-GFRP exibiu uma extensão axial máxima 56% inferior nos varões comprimidos de GFRP em comparação à extensão axial máxima nos varões de aço sob compressão (Figura 4.37 e Figura 4.38), novamente, devido ao menor valor de extensão axial máxima à compressão dos varões de GFRP, que resultou numa rotura antecipada, comparativamente à encurvadura nos varões longitudinais de aço, como se mostra na secção 4.4.3.

Ao comparar os valores das extensões axiais máximas dos varões da coluna G-R-N20-CM com as extensões axiais máximas dos varões de GFRP das colunas de BA-G/SS, nota-se que não ocorreram modificações significativas por conta da hibridização, ainda que alguma alteração tenha surgido associada à inferior resistência à compressão cúbica do betão da coluna G/SS-H1-N20-CM (Tabela 4.7).

Também não houve alterações significativas, na fase do destacamento do betão de recobrimento, nas extensões axiais dos varões de SS entre as colunas de BA-G/SS com diferentes taxas de hibridização (H1 e H2). Estas colunas de BA sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  apresentaram um momento resistente da secção transversal semelhante e, embora a extensão de cedência equivalente dos varões de SS tenha sido ultrapassada, não foi possível um desenvolvimento mais expressivo do comportamento plástico na resposta global das colunas de BA-G/SS, em virtude da rotura dos varões de GFRP sob compressão. Assim, ainda que seja clarificado um não tão evidente efeito da combinação dos varões de GFRP e de SS no comportamento estrutural resistente dos elementos estruturais, torna-se patente a influência da hibridização na curvatura, como anteriormente explanado.

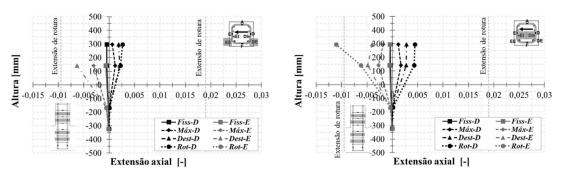


Figura 4.41 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de GFRP para a coluna G-R-N33-CM para os varões mais externos (à esquerda) e mais internos (à direita)

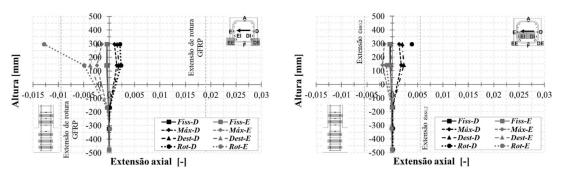


Figura 4.42 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura hibridizada para a coluna G/SS-H1-N33-CM para os varões de GFRP (à esquerda) e SS (à direita)

Ao avaliar as extensões axiais das colunas de BA sob carga axial de  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$  (Figura 4.41 e Figura 4.42), nota-se que, à semelhança das colunas de BA sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , a combinação dos varões de GFRP e SS não resultou em uma consequência relevante nos valores máximos das extensões axiais dos varões de GFRP sob compressão e tracção; contudo, a hibridização provocou uma diminuição da deformabilidade da região da rótula, resultando numa menor curvatura, como apresentado nas subseções anteriores.

Ademais, é de notar que os varões longitudinais de SS, na coluna de BA com armadura hibridizada, não exibiram um comportamento plástico, em virtude de não terem atingido a extensão de cedência equivalente, pelas razões já apontadas (Figura 4.42, à direita).

Da Figura 4.43 à Figura 4.48 apresentam-se as extensões axiais nas cintas de aço e GFRP para as colunas de BA-A, BA-GFRP e BA-G/SS. Para facilitação da análise, as colunas foram novamente divididas em subgrupos relativos à solicitação axial imposta, nomeadamente  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  (Figura 4.43 à Figura 4.46) e  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$  (Figura 4.47 e Figura 4.48). Como anteriormente referido, algumas figuras mostraram apenas extensões medidas em ramos das cintas de GFRP perpendiculares à direcção de aplicação da carga;

sendo, porém, expectáveis que os valores máximos de extensões axiais ocorressem nos ramos alinhados com a direcção de aplicação da carga lateral.

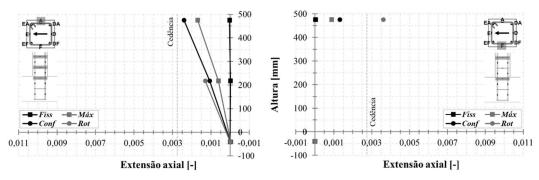


Figura 4.43 – Curvas altura da coluna vs. extensão axial das cintas de aço carbono para a coluna S-R-N20-CM para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)

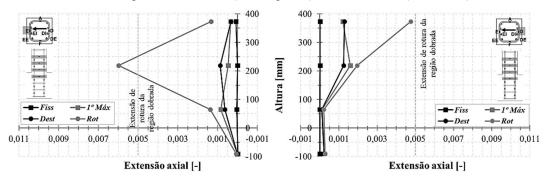


Figura 4.44 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial das cintas de GFRP para a coluna G-R-N20-CM para o ramo Esquerda (E, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita)

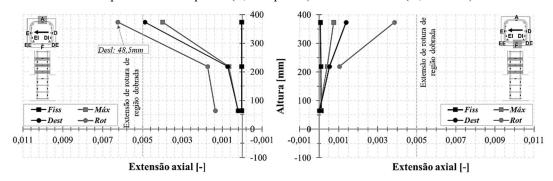


Figura 4.45 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial das cintas de GFRP para a coluna G/SS-H1-N20-CM para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)

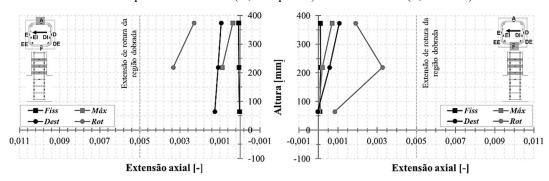


Figura 4.46 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial das cintas de GFRP para a coluna G/SS-H2-N20-CM para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)

A coluna S-R-N20-CM apresentou uma reduzida atividade confinante do núcleo de betão pelas cintas de aço, em que apenas um dos ramos (Frente) atingiu a extensão de cedência, exibindo um ineficaz confinamento, tal como se concluiu anteriormente. Isto deu-se em virtude do elevado espaçamento entre as cintas (25 cm), que, como referido, foram assim dispostas para que apresentassem a mesma rigidez axial do que as cintas de GFRP da coluna G-R-N20-CM.

Comparativamente, a coluna G-R-N20-CM exibiu uma eficiente atividade de confinamento do núcleo de betão, representada por uma extensão axial máxima nas cintas de GFRP superior em 66% face às extensões axiais máximas das cintas de aço na coluna S-R-N20-CM. Isto ocorreu em virtude do menor espaçamento entre as cintas de GFRP (~14 cm), que retardou a encurvadura dos varões longitudinais de GFRP e restringiu com mais eficiência a expansão do núcleo de betão.

Dentre as colunas de BA deste subgrupo, apenas a coluna G/SS-H2-N20-CM atingiu a rotura das cintas de GFRP na região dobrada, ainda que não tenha sido alcançada a extensão de rotura da zona dobrada. Isto parece ter ocorrido aquando da rotura do núcleo de betão, em virtude do deslizamento das partes da coluna (superior e inferior ao plano de corte) e não pela atividade de confinamento pelas cintas de GFRP, como será mostrado na subsecção 4.4.3.

Relativamente ao efeito da combinação dos varões de GFRP e de SS nas colunas de BA com armadura hibridizada, nota-se que houve a manutenção ou diminuição da atividade de confinamento do núcleo de betão comparativamente à atividade confinante na coluna G-R-N20-CM; ou seja, a coluna de BA-GFRP apresentou uma extensão axial máxima nas cintas de GFRP igual ou 82% superior do que as extensões axiais máximas das cintas de GFRP nas colunas G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, respectivamente. Isto ocorreu em virtude da presença dos varões de SS, que, por apresentarem elevado módulo de elasticidade longitudinal (mais rígidos), desenvolveram uma significativa restrição à expansão do núcleo de betão (i.e. contribuíram para o confinamento ativo) e, portanto, uma menor solicitação nas cintas de GFRP.

A coluna G/SS-H1-N20-CM apresentou maiores extensões axiais máximas nas cintas, por possuir um maior valor de  $\rho_{GFRP}$  face à coluna G/SS-H2-N20-CM, o que resultou em maior área de betão comprimido e, consequentemente, expressiva atividade expansiva do núcleo de betão. Não obstante, a coluna G/SS-H1-N20-CM (Figura 4.45) exibiu elevada

extensão axial nas cintas do nível 4 (373,5 mm de altura em relação à interface coluna-sapata), enquanto que para a coluna G-R-N20-CM (Figura 4.44) este comportamento deuse no nível 3 (219 mm de altura em relação à interface coluna-sapata). Isto ocorreu em virtude da menor resistência à compressão cúbica do betão da coluna com armadura hibridizada (36 MPa vs. 40 MPa na coluna G-R-N20-CM), bem como pela plastificação dos varões longitudinais de SS, permitindo um incremento na altura da zona da rótula.

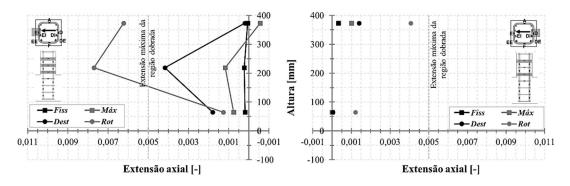


Figura 4.47 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial das cintas de GFRP para a coluna G-R-N33-CM para o ramo Esquerda (E, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita)

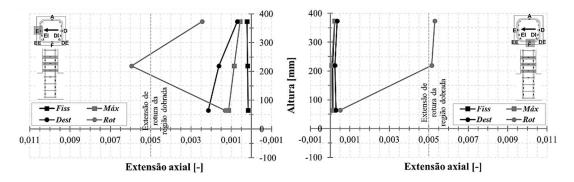


Figura 4.48 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial das cintas de GFRP para a coluna G/SS-H1-N33-CM para o ramo Esquerda (E, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)

No que concerne às colunas de BA sob carga axial de  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$ , nota-se que todas as colunas apresentaram extensões axiais máximas superiores à extensão axial de rotura da região dobrada, como ilustram as Figura 4.47 e Figura 4.48, tendo-se tal materializado na rotura das cintas de GFRP na região dobrada apenas para a coluna G-R-N33-CM. Isto deu-se, à semelhança do comportamento das colunas de BA sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , pela presença dos varões longitudinais de SS, que, por serem menos deformáveis que os varões de GFRP, contribuíram para o confinamento ativo do núcleo de betão, resultando em menor solicitação das cintas de GFRP.

A Tabela 4.6 apresenta uma síntese das extensões axiais máximas nas armaduras longitudinais e transversais, comparativamente às extensões axiais de rotura obtidas nos ensaios de caracterização dos materiais.

Tabela 4.6 – Extensões axiais das armaduras longitudinais e cintas em GFRP das colunas de BA-GFRP e de BA-G/SS

Colunas	El-máx,t	E <sub>I-máx,c</sub>	$rac{\mathcal{E}_{l-mcute{a}x,t}}{\mathcal{E}_{l-rot,t}}$	$\frac{\mathcal{E}_{l-m\acute{a}x,c}}{\mathcal{E}_{l-rot,c}}$	Et-máx,dob	$\frac{\mathcal{E}_{t-m\acute{a}x,dob}}{\mathcal{E}_{t-rot,dob}}$		
G-R-N20-CM	0,0110	0,0069	0,61	0,77	0,0060	1,20		
G-R-N33-CM	0,0044	0,0110	0,25	1,22	0,0077	1,07		
G/SS-H1-N20-CM	0,0085	0,0072	0,47	0,80	0,0062	1,24		
G/SS-H2-N20-CM	0,0096	0,0047	0,53	0,52	0,0033	0,65		
G/SS-H1-N33-CM	0,0023	0,0130	0,13	1,44	0,0053	1,06		

 $\varepsilon_{l\text{-}mdx,t}$  = extensão axial máxima da armadura longitudinal à tracção;  $\varepsilon_{l\text{-}mdx,c}$  = extensão axial máxima da armadura longitudinal à compressão;  $\varepsilon_{l\text{-}rot,t}$  = extensão axial de rotura da armadura longitudinal à tracção;  $\varepsilon_{l\text{-}rot,c}$  = extensão axial de rotura da armadura longitudinal à compressão;  $\varepsilon_{l\text{-}mdx,dob}$  = extensão axial máxima da região dobrada da armadura transversal;  $\varepsilon_{l\text{-}rot,dob}$  = extensão axial de rotura da região dobrada da armadura transversal.

Nota-se que os varões de GFRP atingiram a rotura para extensões máximas à compressão  $(\varepsilon_{l-max,c})$  superiores ao valor da extensão última  $(\varepsilon_{l-rot,c})$  apenas nas colunas G-R-N33-CM e G/SS-H1-N33-CM (rácios de 1,22 e 1,44, respectivamente), ou seja, nas colunas com maior nível de carga axial. Isto terá resultado do incremento do carregamento axial, que resultou num aumento da área de betão comprimido na secção transversal, favorecendo o confinamento lateral pelo betão circundante na face comprimida (igualmente com reduzida delaminação do betão de recobrimento) e resultando num incremento das tensões principais de compressão nos varões de GFRP, que se terão aproximado do estado de tensão uniaxial do ensaio de caracterização dos varões de GFRP sob compressão. Esse comportamento não se deu nas demais colunas, sob carregamento axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , pois com menor profundidade da linha neutra, desenvolveu-se um estado de tensão biaxial, surgindo um plano de corte que antecipou a rotura dos varões de GFRP comprimidos em proporções diferenciadas, para extensões máximas inferiores à extensão última do material medida em ensaios em provetes (0,77, 0,80 e 0,52 para as colunas G-R-N20-CM, G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, respectivamente).

Em relação à combinação dos varões de GFRP e de SS, não se verificou qualquer influência das hibridizações nas extensões axiais máximas da armadura longitudinal de GFRP, por comparação com as medições feitas nos varões de GFRP da coluna G-R-N20-CM; estes resultados confirmam que a hibridização não teve uma contribuição

significativa para a mudança do comportamento estrutural resistente dos elementos estruturais sob solicitação monotónica, que foi sempre limitado pela capacidade dos varões de GFRP em compressão.

Concernente às taxas de hibridização, o aumento em 21% na taxa de hibridização total (\$\rho\_{tot}\$) e em 27% na taxa de hibridização efetiva (\$\rho\_{eff}\$) da coluna G/SS-H1-N20-CM relativamente à coluna G/SS-H2-N20-CM ocasionou um expectável aumento da área de betão comprimido, resultando em menores extensões axiais nos varões de GFRP e SS tracionados. Este comportamento permitiu que os varões de GFRP da coluna G/SS-H1-N20-CM rompessem para uma extensão axial máxima de compressão correspondente a 80% da extensão de rotura, e que os varões de GFRP da coluna G/SS-H2-N20-CM apresentassem rotura para 52% da extensão axial de rotura. Isto demonstra que uma maior taxa de hibridização efetiva, em face do equilíbrio interno na secção transversal, permitiu uma mais eficiente mobilização dos varões de GFRP sob compressão, reflectindo-se em extensões axiais máximas mais próximas das extensões de rotura medidas nos ensaios de caracterização.

Quanto às extensões axiais máximas de tracção, nota-se que as colunas de BA-GFRP e BA-G/SS (taxa de hibridização H1) exibiram uma redução de 59% e 72% na deformação, respectivamente, quando a carga axial foi aumentada de 20% para 33% da carga axial última da secção transversal. Isto ocorreu pois, com o aumento da solicitação axial, a área de betão comprimido aumentou e, consequentemente, as extensões axiais dos varões longitudinais na face tracionada das colunas diminuíram. Contudo, é de notar que a diminuíção foi mais expressiva para as colunas com armadura hibridizada, pois nestes elementos estruturais o aumento do carregamento axial ocorreu conjuntamente com um aumento em 32% da resistência à compressão cúbica do betão, enquanto que para as colunas de BA-GFRP o aumento da resistência do betão foi de 19% (na Tabela 4.8). Portanto, a coluna G/SS-H1-N20-CM ( $\varepsilon_{l-máx,t} = 0,0085$ ) apresentava, na rotura, uma profundidade de linha neutra maior que a da coluna G-R-N20-CM ( $\varepsilon_{l-máx,t} = 0,011$ ), e que foi aprofundada com o aumento do carregamento axial solicitante, resultando em menor extensão axial máxima à tracção ( $\varepsilon_{l-máx,t} = 0,0023$ ), comparativamente à da coluna de BA-GFRP ( $\varepsilon_{l-máx,t} = 0,0044$ ).

Relativamente às extensões nas cintas de GFRP, nota-se que apenas as colunas G-R-N20-CM e G/SS-H1-N20-CM apresentaram extensões axiais máximas superiores à extensão

axial de rotura das cintas de GFRP. O confinamento, porém, não foi eficiente para as colunas G-R-N33-CM e G/SS-H1-N33-CM, devido ao elevado espaçamento entre as cintas de GFRP para aquele nível de carga axial. Além disso, nestas colunas, o aumento do nível de carregamento axial, incrementou a participação dos mecanismos resistente ao corte do betão, reduzindo, portanto, a contribuição das cintas de GFRP.

A coluna G/SS-H2-N20-CM, em que não foi excedida a extensão axial de rotura da região dobrada das cintas, exibiu, contudo, rotura das cintas de GFRP, como será detalhado no item 4.4.3. Mesmo com um rácio de 0,65 entre as tensões actuante e medida (onde foi feita a medição), ocorreu a rotura nas cintas de GFRP ocasionada por uma solicitação de corte, devido ao deslizamento das partes do núcleo de betão rompido por esmagamento, posteriormente à rotura dos varões de GFRP sob compressão.

### 4.4.2.4 Ductilidade

Na Tabela 4.7 compara-se o índice de deformabilidade  $(J_{\Delta})$ , a ductilidade em termos de energia  $(\mu)$  e o *drift* último  $(\delta_u)$  das colunas de BA com diferentes materiais da armadura transversal sob CM, sujeitas a níveis de carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  e de  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$ .

Tabela 4.7 – Parâmetros de deformabilidade, de ductilidade e drift último das colunas de BA-CM

Coluna	P <sub>máx</sub> [kN]	P <sub>u</sub> [kN]	<i>P<sub>c</sub></i> [kN]	Δ <sub>y</sub> [mm]	$\Delta_u$ [mm]	Δ <sub>c</sub> [mm]	$J_{\Delta}$ [-]	Eela/Etot [%]	μ [-]	δ <sub>u</sub> [%]
S-R-N20-CM	75,5	60,4	75,2	17,1	90,9	24,7	2,95	9,9	5,5	5,8
G-R-N20-CM	78,4	62,7	57,9	-	68,9	9,1	8,2	12,3	4,6	4,3
G-R-N33-CM	90,2	72,2	38,1	-	36,0	3,2	21,3	15,9	3,6	3,2
G/SS-H1-N20-CM	82,8	66,2	43,9	-	75,9	5,2	22,0	16,2	3,6	4,8
G/SS-H1-N33-CM	97,4	77,9	38,1	-	34,7	3,2	22,2	16,7	3,5	3,2
G/SS-H2-N20-CM	77,3	61,8	57,5	-	60,8	7,9	8,3	13,6	4,2	3,8

 $P_{m\acute{a}x}$  = carregamento lateral máxima;  $\delta_u = \Delta_u/L_p$ , em que  $L_p$  é a altura de aplicação da carga lateral a partir da interface coluna-sapata

A coluna S-R-N20-CM, com armadura longitudinal de aço convencional, apresentou uma ductilidade pelo critério de energia e um *drift* máximo superiores em 20% e 35% relativamente à coluna G-R-N20-CM, em virtude de se ter explorado o comportamento plástico dos varões de aço. Nota-se, igualmente, que mesmo na coluna G-R-N20-CM, que possui armaduras cujo comportamento mecânico é elástico-linear, por conta da atividade de confinamento do núcleo de betão, o percentual da fase inelástica (~88%) foi muito próximo ao percentual da fase plástica (~90%) experimentada pela coluna S-R-

N20-CM. O eficiente confinamento do núcleo de betão na coluna G-R-N20-CM deu-se por conta da maior taxa de armadura transversal em comparação com a coluna S-R-N20-CM, que apresentou um elevado espaçamento entre as cintas de aço.

Comparativamente às demais colunas de BA sob carregamento axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$ , notouse que a coluna G-R-N20-CM apresentou ductilidade em termos de energia superior em 28% e 15% à das colunas G/SS-H1-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, respectivamente; quanto ao drift, a coluna G-R-N20-CM exibiu um valor inferior em 10% em relação à coluna G/SS-H1-N20-CM, contudo superior em 13% em relação à coluna G/SS-H2-N20-CM. Estas características demonstram que: (i) a coluna G-R-N20-CM apresentou maior ductilidade que as demais, pois exibiu uma significativa atividade inelástica como resultado do (eficaz) confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP; isto não ocorreu nas demais colunas, pois o comportamento plástico dos varões de SS, que sucede a partir de uma elevada extensão axial (acima de 5,5%), não foi desenvolvido em virtude da rotura dos varões de GFRP sob compressão (e de os varões SS terem apresentando melhores características do que o previsto em termos de extensão de cedência equivalente), reduzindo assim a ductilidade destes elementos estruturais e prejudicando a eficiência da hibridização da armadura longitudinal; (ii) a coluna G/SS-H1-N20-CM mostrou uma reduzida ductilidade, porém um elevado drift máximo em relação às demais colunas, em virtude do menor valor de resistência à compressão do betão, que resultou numa significativa parcela elástica neste elemento estrutural e numa maior deformabilidade na região da rótula; (iii) a coluna G/SS-H2-N20-CM exibiu o menor valor de drift máximo, devido ao elevado valor de rigidez à flexão, no estado fendilhado, em comparação às demais colunas.

Relativamente às colunas de BA sob nível de carga axial de  $33\% \cdot A_c f_c$ , notou-se que o carregamento axial solicitante reduziu consideravelmente a ductilidade (principalmente entre as colunas de BA-GFRP) e o *drift* destes elementos estruturais em relação aos demais sob nível de carga axial de  $20\% \cdot A_c f_c$ . Esta redução, que é lógica, ocorreu por conta da maior degradação imposta pelo carregamento na zona de rótula e pela ineficiente atividade de confinamento do núcleo de betão, provocando elevadas extensões axiais nos varões de GFRP e, consequentemente, a rotura prematura da armadura sob compressão.

Finalmente, tal como referido na secção 4.3.2 (colunas BA-GFRP-CM), e pelas razões apontadas, o índice de deformabilidade não reflectiu fielmente o desempenho em termos

de ductilidade dos elementos estruturais, provavelmente por considerar os parâmetros da curva experimental carga lateral *vs.* deslocamento lateral (Bae, 2005), que reflecte o comportamento global do elemento estrutural.

#### 4.4.3 Observações dos ensaios e modos de roturas

O modo de rotura geral para todas as colunas desta subsecção deu-se por flexão (composta) com esmagamento do betão na face comprimida, em que a rotura ocorreu pelo esgotamento da capacidade resistente dos materiais (varões de GFRP comprimidos, cintas de GFRP) ou pela encurvadura dos varões de aço (carbono e SS). Para a coluna S-R-N20-CM, a rotura à flexão deu-se com os varões de aço tracionados excedendo a extensão de cedência, ou seja, envolvendo a plastificação deste material. As colunas de BA-G/SS apresentaram igualmente rotura à flexão, tendo as armaduras de SS alcançado a extensão de cedência equivalente (embora com deformações plásticas muito limitadas), à exceção da coluna G/SS-H1-N33-CM, que permaneceu no estado elástico de tensão, por motivos referidos na secção 4.4.2.

Em linhas gerais, os modos de rotura das colunas descritos nesta subsecção ocorreram pelos mesmos fenômenos elencados na subsecção 4.3.2 para as colunas de BA-GFRP, com a inserção do fenômeno da encurvadura dos varões longitudinais de aço carbono e SS entre as cintas de GFRP.

Os modos de roturas e principais fenômenos ocorridos nas armaduras longitudinais e transversais para as colunas de BA-A, BA-GFRP e BA-G/SS estão ilustrados em detalhe da Figura 4.49 à Figura 4.56.



Figura 4.49 – Modo de rotura com vista frontal (à esquerda), face tracionada (ao meio) e face comprimida (à direita) da coluna S-R-N20-CM



Figura 4.50 – Varões longitudinais de aço da rótula plástica da coluna S-R-N20-CM, com destaque para a encurvadura do varão na face comprimida



Figura 4.51 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.), face tracionada (ao meio) e comprimida (à dir.) da coluna G/SS-H1-N20-CM



Figura 4.52 – Destaque da rotura dos varões de GFRP comprimidos e encurvadura dos varões de SS da coluna G/SS-H1-N20-CM



Figura 4.53 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.), face tracionada (ao meio) e face comprimida (à dir.) da coluna G/SS-H1-N33-CM



Figura 4.54 – Destaque da rotura dos varões de GFRP e encurvadura dos varões de SS na região da rótula da coluna G/SS-H1-N33-CM



Figura 4.55 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.), face tracionada (ao meio) e face comprimida (à dir.) da coluna G/SS-H2-N20-CM

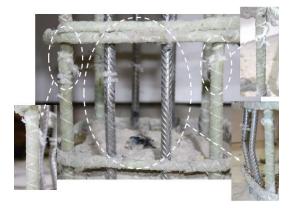


Figura 4.56 – Destaque da rotura dos varões de GFRP e encurvadura dos varões de SS na região da rótula da coluna G/SS-H2-N20-CM

Convém referir que este fenômeno sucedeu em virtude do significativo espaçamento entre as cintas de GFRP (14 cm) e, sobretudo, de aço carbono (25 cm). Desta feita, não se objetivou avaliar as recomendações normativas, porém analisar as características

mecânicas dos materiais e da hibridização da armadura longitudinal. Os modos de rotura, bem como as características do comportamento resistente das colunas desta subsecção, estão elencados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Resumo do comportamento das colunas de BA-CM com diferentes materiais das armaduras

Coluna	f <sub>c,teste</sub> [MPa]	P <sub>1°pico</sub> [kN]	d <sub>1°pico</sub> [mm]	P <sub>2°pico</sub> [kN]	d <sub>2°pico</sub> [mm]	P <sub>rot</sub> [kN]	d <sub>rot</sub> [mm]	Modo de Rotura
S-R-N20-CM	40	75,5	20,8	-	-	59,7	91,6	1,2,5
G-R-N20-CM		76,7	35,8	78,4	68,5	78,4	68,5	1,2
G-R-N33-CM	47,5	90,2	16,1	-	-	54,1	51,1	1,2,3,4
G/SS-H1-N20-CM	36	76,3	35,7	82,8	75,7	82,8	75,7	1,2,5
G/SS-H1-N33-CM	47,5	97,4	15,3	-	-	57,4	50,4	1,2,5
G/SS-H2-N20-CM	40	75,3	23,9	77,3	60,7	77,3	60,7	1,2,3,5

f<sub>c,teste</sub> = resistência à compressão média cúbica no dia do ensaio; P = carregamento lateral; d = deslocamento lateral; rot = rotura; Modos de rotura à flexão: 1 - Esmagamento do betão (destacamento do betão de recobrimento e/ou esmagamento do núcleo de betão); 2 - Esmagamento dos varões longitudinais de GFRP sob compressão; 3 - Rotura das cintas de GFRP; 4 - Desfazimento (abertura) da forma da cinta de GFRP; 5 - Encurvadura dos varões longitudinais sob compressão entre cintas

As colunas de BA-GFRP sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  exibiram um comportamento último com significativa fissuração na zona da rótula, caracterizado por rotura com um nível de ductilidade não desprezável, com destaque (i) para as colunas de BA-G/SS, cujos varões de SS exibiram limitada plastificação anterior à rotura por compressão dos varões de GFRP; e, igualmente, (ii) para a coluna S-R-N20-CM, por conta do fenômeno da cedência dos varões de aço.

As colunas de BA sob carregamento axial de 33%·Ac·fc (G-R-N33-CM e G/SS-H1-N33-CM), em contrapartida, apresentaram um modo de rotura do tipo frágil, em virtude da significativa deterioração da região da rótula e do ineficiente confinamento do núcleo de betão, como ilustrado na Figura 4.53 e na Figura 4.54. Este comportamento resultou do elevado nível de carregamento axial e do aumento da área de betão comprimido, reduzindo também as extensões axiais das armaduras tracionadas, levando os varões de SS da coluna de BA-G/SS a não atingirem a plastificação antes da rotura dos varões de GFRP sob compressão.

O destacamento progressivo não foi exibido na coluna S-R-N20-CM, mesmo armada com varões longitudinais cujo material (aço convencional) apresenta módulo de elasticidade semelhante ao dos varões de aço inoxidável. Isto ocorreu pois o espaçamento entre as cintas de aço na coluna de BA-A foi superior ao das colunas de BA-G/SS, com cintas de

GFRP, resultando em maior tendência para encurvadura dos varões de aço convencional entre as cintas de aço e, consequentemente, o destacamento do betão de recobrimento mais brusco e evidente, como mostrado na Figura 4.49 e na Figura 4.50.

A altura da região da rótula das colunas sofreu a influência (i) do nível de carregamento axial aplicado; (ii) do espaçamento entre as cintas; e (iii) do efeito de hibridização da armadura longitudinal combinando varões de GFRP e de SS. Relativamente ao nível de carregamento axial aplicado, nota-se que as colunas de BA-GFRP e BA-G/SS sob carga axial de  $20\% \cdot A_c \cdot f_c$  apresentaram rotura dos varões longitudinais de GFRP entre as cintas dos níveis 2 e 3 ( $\approx$ 142 mm de altura a partir da interface coluna-sapata), enquanto que nas colunas sob carga axial de  $33\% \cdot A_c \cdot f_c$  a rotura dos varões longitudinais de GFRP deu-se entre os níveis 3 e 4 ( $\approx$ 296 mm de altura a partir da interface coluna-sapata), como mostrado na subsecção 4.4.2.2. Isto confirma que o aumento da carga axial aplicada elevou a altura da região da rótula e, consequentemente, deslocou o centro de inelasticidade desta região.

Quanto ao espaçamento entre cintas, comparou-se as colunas S-R-N20-CM e G-R-N20-CM, em que a coluna com varões de aço apresentou menor taxa de armadura transversal. Tal resultou em menor confinamento do núcleo de betão para a coluna S-R-N20-CM, após o destacamento do betão de recobrimento, materializando-se numa rótula plástica menos degradada do que a da coluna G-R-N20-CM; esta última, pelo aspecto da face comprimida, demonstrou um retardamento mais efetivo da rotura dos varões de GFRP, devido ao eficiente confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP.

Juntamente com a coluna G-R-N33-CM, apenas a coluna G/SS-H2-N20-CM apresentou rotura das cintas de GFRP na zona da rótula. As características resistentes da primeira coluna foram elencadas e pormenorizadas na subsecção 4.3.3. Na secção 4.4.2.3, relativa às extensões axiais nas cintas de GFRP da coluna G/SS-H2-N20-CM, mostrou-se que a extensão axial de rotura da zona dobrada das cintas não foi atingida, não se tendo registado uma elevada atividade de confinamento do núcleo de betão. Desta feita, à semelhança da coluna G-R-N33-CM, nota-se que a coluna G/SS-H20-N20-CM exibiu uma rotura do núcleo de betão, com um plano de corte bem destacado, fazendo com que a parte superior da coluna rompida deslizasse sobre a parte inferior, em virtude do carregamento axial solicitante, e provocasse uma solicitação adicional (local) na zona dobrada da cinta de GFRP. Ou seja, a rotura das cintas de GFRP na coluna G/SS-H2-

N20-CM não se deu pelo esgotamento da capacidade resistente em função da ação expansiva do núcleo de betão, mas sim pela ação do deslizamento do núcleo de betão rompido, como ilustrado na Figura 4.57.

A rotura dos varões longitudinais de GFRP sob compressão nas colunas de BA-G/SS, igualmente como ocorrido nas colunas de BA-GFRP, apresentou um plano de corte inclinado (Figura 4.54), demonstrando que a presença dos varões longitudinais de SS modificou a intensidade de degradação e permitiu um destacamento mais progressivo do betão de recobrimento; contudo, a hibridização pouco influenciou no modo de rotura dos varões longitudinais de GFRP, por tal depender das características instrínsecas do seu material compósito.



Figura 4.57 – Modo de rotura das cintas de GFRP na coluna G/SS-H2-N20-CM

## 4.5 Considerações finais

Neste capítulo, foi apresentado um estudo experimental sobre o comportamento estrutural de colunas de betão armado com diferentes materiais para a armadura longitudinal, sob carregamento axial concêntrico (3 colunas de BA) e sob carregamento lateral monotónico (7 colunas de BA). Foi analisada a resposta estrutural (i) das colunas de BA-C, aferida a partir das curvas de carga axial *vs.* extensão axial/lateral, das extensões axiais nas armaduras longitudinais e transversais e dos modos de rotura observados; e (ii) das colunas de BA-CM, aferida a partir das curvas força *vs.* deslocamento lateral e momento *vs.* curvatura, das extensões axiais nas armaduras longitudinais e transversais, das deformações na região da rótula plástica/inelástica, da ductilidade e dos modos de rotura observados.

Quanto às colunas de BA-C com diferentes materiais das armaduras longitudinais e transversais, concluiu-se que:

- (i) Os modos de rotura à compressão deveram-se ao esmagamento do betão comprimido, a que se seguiu, na coluna de BA-A, a encurvadura dos varões de A; nas demais colunas, não ocorreu rotura ou encurvadura das armaduras longitudinais de GFRP e SS. Em todas as colunas de BA-C, a rotura ocorreu de forma relativamente brusca, com reduzido aviso prévio.
- (ii) As colunas de BA-C exibiram um comportamento estrutural inicial semelhante, em termos de rigidez axial; contudo, em termos de extensão axial máxima, na fase de póspico, as colunas de BA-GFRP-C e BA-G/SS-C apresentaram melhor desempenho resistente, por conta da atividade do confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP, menos espaçadas do que as cintas em aço da coluna BA-A.
- (iii) Os varões metálicos de A e de SS, aplicados respectivamente nas colunas de BA-A-C e BA-G/SS-C, desenvolveram comportamento mecânico resistente em regime elástico; enquanto que as armaduras longitudinais e transversais de GFRP não atingiram a extensão de rotura, ainda que as cintas de GFRP tenham desenvolvido significativa atividade de confinamento.

Quanto às colunas de BA-GFRP-CM sob diferentes níveis de carregamento axial solicitante, concluiu-se que:

- (i) Os modos de rotura à flexão ocorreram com esmagamento do betão comprimido, seguido do esgotamento da capacidade resistente dos materiais, com rotura dos varões longitudinais de GFRP à compressão e rotura à tracção das cintas na região dobrada, com desfazimento da sua forma (nalguns casos);
- (ii) A presença do carregamento axial solicitante aumentou a altura da rótula de deformabilidade inelástica, elevando a posição do centro desta região em relação à interface coluna-sapata e, consequentemente, solicitando as cintas de GFRP em níveis mais superiores, porém provocando a redução da curvatura;
- (iii) O estado de tensão biaxial instalado nas colunas, diferentemente do estado de tensão uniaxial instalado nos varões de GFRP nos ensaios de caracterização do material à compressão, promoveu o aparecimento de um plano de corte inclinado e influenciou a capacidade resistente dos varões de GFRP em particular, a rotura dos varões à

compressão ocorreu por vezes para valores de tensão máxima inferiores à tensão de rotura medida nos ensaios de caracterização.

Quanto às colunas de BA-CM com diferentes tipos de materiais da armadura longitudinal, concluiu-se que,

- (i) Os modos de rotura destas colunas deram-se igualmente por flexão com esmagamento do betão na face comprimida, tendo o colapso ocorrido pelo esgotamento da capacidade resistente dos materiais, envolvendo nomeadamente o esmagamento dos varões de GFRP comprimidos e a rotura das cintas de GFRP (nalguns casos), bem como a encurvadura dos varões de aço (carbono e SS);
- (ii) A altura da região da rótula das colunas sofreu a influência do nível de carregamento axial aplicado (o aumento da carga axial aplicada elevou a altura de região da rótula), do espaçamento entre as cintas (um maior espaçamento entre as cintas resultou em menor confinamento do núcleo de betão e uma rótula plástica menos degradada) e do efeito de hibridização (proporcionou uma suavização da degradação da região da rótula, em virtude das características mecânicas dos varões de SS). Neste último efeito, destacou-se que a taxa de armadura longitudinal de GFRP teve a maior influência na altura da rótula e no centro de inelasticidade;
- (iii) A hibridização da armadura, combinando varões de GFRP e de SS, resultou num destacamento mais progressivo do betão de recobrimento, com perceptível manutenção da carga lateral; contudo, em virtude da rotura dos varões de GFRP sob compressão, os varões de SS (que apresentaram melhores características do que o previsto) não puderam desenvolver um comportamento plástico de forma significante, evidenciando-se, assim, uma inexpressiva influência da hibridização no comportamento resistente, na deformabilidade e na ductilidade do elemento estrutural.

Finalmente, a ductilidade das colunas de BA-CM foi avaliada a partir de duas metodologias diferentes que têm em conta: (i) a deformabilidade, relacionando o comportamento experimental último com o comportamento experimental de transição da fase elástica-inelástica; e (ii) a energia dissipada, relacionando a energia total com a energia elástica dos elementos estruturais por meio de um conjunto de retas tangentes à curva experimental carga vs. deslocamento lateral. Os resultados mostraram que, para as colunas de BA-GFRP com diferentes níveis de carregamento axial, o comportamento elástico-linear dos varões de GFRP na coluna sem solicitação axial resultou numa menor

ductilidade devido à elevada quantidade de energia elástica libertada, e (como esperado) o aumento da carga axial reduziu o nível de ductilidade por conta do incremento da degradação na zona da rótula. Para as colunas de BA com diferentes materiais da armadura longitudinal, a coluna de BA-A apresentou maior ductilidade; porém, a coluna de BA-GFRP, devido ao eficiente confinamento do núcleo de betão, exibiu significativo comportamento dúctil; e a coluna de BA com armadura longitudinal hibridizada apresentou um menor nível de ductilidade, pelo facto de os varões de SS utilizados mostrarem melhores características do que o previsto na fase de dimensionamento, prevenindo um maior desenvolvimento de deformações plásticas. Por fim, globalmente, a metodologia de quantificação da ductilidade com base na deformabilidade mostrou-se menos apropriada na reprodução do comportamento dúctil das colunas ensaiadas, por considerar o comportamento global da coluna, em vez do comportamento seccional. Assim, tal como apontado noutros estudos, para colunas com armadura em GFRP, a quantificação da ductilidade com base num critério de energia parece ser mais adequada.

## **CAPÍTULO 5**

# COLUNAS DE BETÃO ARMADO SOB CARREGAMENTO LATERAL CÍCLICO – RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### 5.1 Considerações gerais

Este capítulo compreende a descrição, a análise e a discussão dos resultados dos ensaios experimentais das colunas de betão armado (BA) com diferentes materiais da armadura longitudinal sob carregamento lateral cíclico (CC). Como referido, nestas colunas, a armadura transversal consistiu em cintas de GFRP e de aço convencional, esta última apenas para a coluna S-R-N20-CC. Os materiais constituintes da armadura longitudinal consistiram, em (i) aço convencional (A), (ii) GFRP e (iii) na hibridização da armadura, combinando varões de GFRP e varões de aço inoxidável (SS), à semelhança dos materiais utilizados nas colunas de BA-CM, sujeitas a carregamento monotónico. A série de colunas de BA-CC incluiu um conjunto de seis elementos estruturais com diferentes materiais da armadura longitudinal, diferentes taxas de hibridização e diferentes níveis de carregamento axial solicitante.

Assim, analisou-se pormenorizadamente: o comportamento dos elementos estruturais a partir dos laços histeréticos de carregamento lateral *vs. drift*, das extensões axiais nas armaduras (longitudinal e transversal), das deformações na região da rótula (na base das colunas) e dos parâmetros de ductilidade, de dissipação de energia e de degradação, bem como os fenômenos e os modos de rotura observados nos elementos estruturais ensaiados.

## 5.2 Análise das curvas histeréticas carregamento lateral vs. drift

O comportamento estrutural das colunas de BA-CC foi analisado por meio das curvas histeréticas de carregamento lateral *vs. drift*, como ilustrado na Figura 5.1. Em cada nível de *drift*, as colunas foram sujeitas a 3 ciclos, em que a fase da aplicação do deslocamento lateral (carregamento) consistiu em valores positivos de *drift* e a fase de reaplicação do deslocamento lateral (recarregamento) consistiu em valores negativos de *drift*.

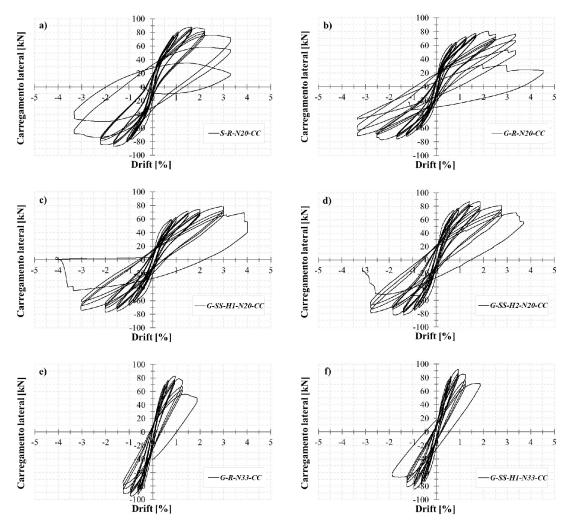


Figura 5.1 – Laços histeréticos de carregamento lateral *vs. drift* das colunas de BA-CC: a) S-R-N20-CC; b) G-R-N20-CC; c) G/SS-H1-N20-CC; d) G/SS-H2-N20-CC; e) G-R-N33-CC; e f) G/SS-H1-N33-CC

Na Tabela 5.1 estão resumidos os parâmetros associados a quatro fenômenos do comportamento estrutural observados – fissuração, cedência (exceto nas colunas apenas com armadura de GFRP e na coluna G/SS-H1-N33-CC), destacamento do betão de recobrimento e rotura – bem como as características mecânicas das colunas de BA-CC.

Nesta tabela, P é o carregamento lateral relativo para determinado drift ( $\delta$ ), o termo "Destacamento" refere-se ao ponto de destacamento do betão de recobrimento e o termo "Rotura" refere-se à fase de rotura das colunas por encurvadura dos varões longitudinais de A e de SS entre cintas de A e de GFRP, respectivamente, ou por esmagamento dos varões longitudinais de GFRP sob compressão — os modos de rotura observados nestas colunas, como se descreve adiante (secção 5.6).

Tabela 5.1 – Fases do comportamento resistente e características mecânicas das colunas de BA-CC

Colunas	f <sub>c,teste</sub> [MPa]	Fissuração		Cedência <sup>13</sup>		Destacamento		Rotura		D	E 4
		P [kN]	δ [%]	P [kN]	δ [%]	P [kN]	δ [%]	P [kN]	δ [%]	P <sub>máx</sub> [kN]	EA [MN]
S-R-N20-CC	40,0	26,9	0,18	74,6	0,88	82,0	2,20	69,8	3,30	87,8	160,8
G-R-N20-CC	39,9	27,2	0,11	-	-	74,1	2,28	66,9	3,35	80,7	80,4
G/SS-H1-N20-CC	36,0	24,8	0,14	71,814	2,63	64,8	3,00	69,3	3,87	78,6	121,9
G/SS-H2-N20-CC	47,3	30,6	0,12	74,0	1,51	80,8	1,86	70,4	3,36	86,9	127,5
G-R-N33-CC	47,3	45,2	0,25	-	-	73,8	1,25	50,4	1,86	83,0	80,4
G/SS-H1-N33-CC	47,3	45,2	0,22	-	-	83,7	0,93	71,5	1,69	92,2	121,9

Todas as colunas analisadas nesta secção, com exceção da coluna S-R-N20-CC, apresentaram estreitos laços histeréticos para os *drifts* < 1,51%, em virtude do comportamento elástico-linear (até a rotura) dos varões de GFRP, bem como pelo facto de não ter sido possível explorar de forma significativa a plasticidade nos varões longitudinais de SS. O aumento da área das curvas histeréticas deu-se, nestas colunas, a partir da fase do destacamento do betão de recobrimento, bem como da contribuição para a dissipação de energia dos demais fenômenos, como o confinamento do núcleo de betão e o comportamento elasto-plástico dos varões longitudinais de SS.

A coluna S-R-N20-CC exibiu laços histeréticos mais alargados a partir do *drift* de 1,65%, ainda que a fissuração tenha ocorrido desde o *drift* de 0,18%. Este aumento de área dos ciclos histeréticos deu-se por conta da maior atividade plástica dos varões de A após a sua cedência (ocorrida no *drift* de 0,88%), tendo sido atingida a carga lateral máxima de 87,8 kN no *drift* de 1,65%. Apesar do ineficiente confinamento do núcleo de betão, devido ao elevado espaçamento entre as cintas de A, o endurecimento dos varões longitudinais de A manteve parcialmente o valor da resistência lateral, após o destacamento do betão de recobrimento no *drift* de 2,20%, e permitiu o aparecimento de deformações permanentes mais pronunciadas. Finalmente, no 2º e 3º ciclos do *drift* de 3,3%, a coluna

\_

<sup>&</sup>lt;sup>13</sup> Para as colunas de BA-G/SS-CC, foram destacados o carregamento lateral e o *drift* no momento em que foram excedidos os valores da extensão limite convencional de proporcionalidade, que corresponde a um ponto de transição entre a fase elástica e a fase plástica dos varões de SS, à semelhança do fenômeno da cedência para os varões de A.

<sup>&</sup>lt;sup>14</sup> Ocorrido inicialmente na fase de recarregamento lateral. Os demais valores ocorreram na fase de carregamento lateral.

S-R-N20-CC exibiu uma diminuição de resistência mais significativa, em virtude da elevada danificação do núcleo de betão na zona da rótula, resultando na rotura por encurvadura dos varões longitudinais de A entre as cintas (também de aço).

Na coluna **G-R-N20-CC** a dissipação de energia esteve inicialmente associada à fissuração do betão tracionado, dado o comportamento elástico-linear dos varões de GFRP, tendo no *drift* de 2,16%, sido atingida a carga máxima de 80,7 kN. Posteriormente, deu-se a ativação do confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP no *drift* de 3,4%, cuja eficiência foi comprovada pela recuperação e ligeiro incremento da capacidade resistente em 3%, ou seja, um segundo pico de resistência, cujo valor foi inferior ao primeiro, diferentemente da coluna G-R-N20-CM (sujeita a carregamento monotónico, em que o segundo pico de carga fora superior ao primeiro). Por fim, a rotura da coluna G-R-N20-CC ocorreu pelo esmagamento dos varões longitudinais de GFRP sob compressão nos *drifts* de 3,40% e de 4,55%.

Na comparação da resposta entre colunas S-R-N20-CC e G-R-N20-CC, ficou patente o bem conhecido contributo dos varões longitudinais de A na dissipação de energia, por conta do desenvolvimento da plasticidade após o fenômeno da cedência (os varões de GFRP não apresentam esta característica), mesmo antes do destacamento do betão de recobrimento, que, como referido, resultou em laços histeréticos mais alargados. Contudo, também ficou demonstrado que a coluna com varões de GFRP exibiu uma melhor atividade de confinamento, em virtude do menor espaçamento entre as cintas de GFRP, que impediu a encurvadura dos varões longitudinais de GFRP.

Na coluna **G/SS-H1-N20-CC** ( $\rho_{GFRP} = 1,34\%$  e  $\rho_{ss} = 0,35\%$ ) os varões longitudinais de SS atingiram o regime plástico apenas nos últimos *drifts*. Para o *drift* de 3,0%, esta coluna de BA-G/SS atingiu o carregamento lateral máximo de 78,6 kN. A coluna apresentou uma considerável atividade de confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP, materializada por meio do incremento da resistência lateral em 8% em relação à carga lateral no 3º ciclo do *drift* de 3,0%, ou seja, pelo surgimento de um segundo pico de carga lateral. Finalmente, no *drift* de 3,87%, a coluna rompeu pelo esmagamento dos varões longitudinais de GFRP sob compressão, a que seguiu a encurvadura dos varões longitudinais de SS.

Comparativamente à coluna G-R-N20-CC, a coluna G/SS-H1-N20-CC apresentou laços histeréticos com áreas ligeiramente superiores para o 3º e 4º *drifts*, em virtude do maior

deslocamento lateral e da mais pronunciada fissuração do betão na face tracionada, com os varões de SS ainda em regime elástico (até ao 1º pico de carga, na fase de recarregamento, para um *drift* de 2,63%), o que resultou em reduzidas deformações permanentes. O carregamento lateral máximo da coluna G/SS-H1-N20-CC foi inferior em 11% e 3% em relação às colunas S-R-N20-CC e G-R-N20-CC, respectivamente, em virtude da menor resistência à compressão do betão nela aplicado (*cf.* Tabela 5.1).

A coluna G/SS-H2-N20-CC ( $\rho_{GFRP} = 0.89\%$  e  $\rho_{ss} = 0.50\%$ ) atingiu a carga máxima de 86,9 kN no *drift* de 1,39%, tendo os varões longitudinais de SS, no 2º ciclo do *drift* de 1,51%, excedido a extensão de cedência equivalente para uma carga de 74 kN. As cintas de GFRP apresentaram um confinamento efetivo do núcleo de betão, pois a resistência lateral foi incrementada em 10% no 1º ciclo do *drift* de 2,76%, em relação ao 3º ciclo do *drift* de 1,84%, sendo igualmente notado um aumento na área dos ciclos histeréticos. A rotura desta coluna deu-se no *drift* de 3,68%, por meio do esmagamento dos varões de GFRP sob compressão, tendo-se seguido a encurvadura dos varões de SS entre cintas.

A coluna G/SS-H2-N20-CC atingiu uma carga lateral máxima superior em 8% e 11% às das colunas G-R-N20-CC e G/SS-H1-N20-CC, em virtude da maior resistência à compressão do betão nela empregue, que fez igualmente com que as armaduras de SS utilizadas nesta coluna excedessem a extensão de cedência equivalente num *drift* inferior em 43% ao que causou aquela extensão nas armaduras da coluna G/SS-H1-N20-CC.

A coluna G-R-N33-CC apresentou laços histeréticos muito mais estreitos em relação à coluna G-R-N20-CC, tendo atingido uma capacidade lateral máxima de 83,0 kN no *drift* de 0,94%. O 2º e o 3º ciclos do *drift* de 1,25% exibiram uma redução significativa de carga lateral em relação ao 1º ciclo, em virtude da diminuição da secção transversal (pelo destacamento do betão recobrimento) e da intensa fissuração do núcleo de betão, ineficientemente confinado pelas cintas de GFRP (apesar do mesmo espaçamento adoptado em relação às outras colunas armadas com cintas de GFRP). Esta ineficiência de confinamento para o nível de esforço axial superior (que implicou uma maior expansão transversal do betão) foi comprovada pela redução brusca em 19% da resistência no 1º ciclo do *drift* de 1,85% em relação ao 3º ciclo do *drift* anterior, com roturas dos varões de GFRP sob compressão e das cintas de GFRP.

Comparativamente à coluna G-R-N20-CC, a coluna G-R-N33-CC apresentou um comportamento estrutural influenciado pelo aumento do nível de carga axial (como era

esperado). Este incremento da carga axial, aumentou a área de betão comprimido e majorou ligeiramente (em 3%) a capacidade de carga em relação à coluna G-R-N20-CC; este incremento foi muito inferior ao ocorrido entre as colunas com as mesmas características, mas sob carregamento lateral monotónico, em que o aumento foi de 15% (cf. capítulo 4). Esta diferença, entre as solicitações monotónica e cíclica, deve-se ao facto de as colunas de BA-GFRP-CC terem exibido mais expressiva fissuração do betão na zona da rótula e, consequentemente, maior redução na capacidade resistente em comparação com as colunas de BA-GFRP-CM. Ademais, a expressiva degradação da região da rótula na coluna G-R-N33-CC, por conta da elevada carga axial, foi materializada num drift último (relativo à carga lateral última igual a 80% da carga lateral máxima) inferior em 45% ao da coluna G-R-N20-CC, cujo maior drift último resultou de um confinamento mais eficiente (para o seu nível de carga axial).

A coluna G/SS-H1-N33-CC ( $\rho_{GFRP} = 1,34\%$  e  $\rho_{ss} = 0,35\%$ ) atingiu o carregamento lateral máximo de 92,2 kN no *drift* de 0,93%. Nesta coluna de BA-G/SS, os varões de SS não apresentaram comportamento plástico (Tabela 5.1), pelo que a dissipação de energia deste elemento estrutural esteve essencialmente associada ao comportamento inelástico do betão. Não houve eficiente atividade de confinamento pelas cintas de GFRP para o nível de carga axial aplicado, resultando na manutenção do reduzido valor de resistência do 3º ciclo do *drift* de 0,93% para o 1º ciclo do *drift* de 1,23%, sem a presença de um segundo pico de carga lateral. Finalmente, a coluna G/SS-H1-N33-CC rompeu pelo esmagamento dos varões longitudinais de GFRP sob compressão, tendo-se seguido a encurvadura dos varões longitudinais de SS e a rotura das cintas de GFRP, no *drift* de 1,85%.

Comparativamente à coluna G/SS-H1-N20-CC, o aumento do nível do carregamento axial para a coluna G/SS-H1-N33-CC influenciou a capacidade de dissipação de energia, o que se manifestou na ausência de comportamento plástico nos varões de SS, no ineficaz confinamento do núcleo de betão e na menor área das histereses, como mostrado na Figura 5.1. O aumento da área de betão comprimido na coluna G/SS-H1-N33-CC resultou numa resistência lateral superior em 17% à da coluna G/SS-H1-N20-CC; destaca-se, igualmente, que esta última coluna apresentou um betão menos resistente do que o da coluna G/SS-H1-N33-CC, como descrito na Tabela 5.1, o que também favoreceu esta expressiva diferença.

Finalmente, avaliando-se o comportamento das colunas de BA-N33-CC, verificou-se que, mesmo apresentando igual resistência à compressão do betão, a coluna de BA-G/SS exibiu uma resistência 11% superior à da coluna de BA-GFRP, para além de menores deformações permanentes na fase de descarregamento, devido à ausência de plasticidade nos varões de SS. Este melhor desempenho da coluna G/SS-H1-N33-CC resultou da maior rigidez das suas armaduras em relação às da coluna G-R-N33-CC (*cf.* Tabela 5.1).

Para uma análise comparativa do comportamento das colunas de BA-CC, na Figura 5.2, ilustram-se as envolventes das curvas histeréticas, com marcações dos principais fenômenos, apenas na fase do carregamento, visto que na fase do descarregamento alguns destes fenômenos sofreram interferência do que ocorreu na primeira fase.

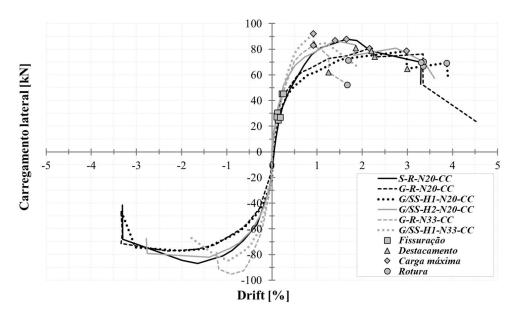


Figura 5.2 – Curvas envolventes carregamento lateral vs. drift das colunas de BA-CC

As curvas envolventes podem, semelhantemente ao referido no capítulo 4, ser divididas em três fases principais: (i) *Elástica* – até à carga de fissuração da secção transversal; (ii) *Inelástica-Fissuração* – até ao destacamento do betão de recobrimento, abrangendo o primeiro pico de carga lateral resistente, que pode corresponder ao carregamento máximo do elemento estrutural; e (iii) *Inelástica-Confinamento* – até à rotura da coluna por esgotamento da capacidade resistente dos seus materiais.

Na fase elástica, o comportamento das colunas foi influenciado pela resistência à tracção do betão (referida no capítulo 3) e pelo nível de esforço axial, com maior carga de fissuração nas colunas de BA-N33-CC (como era esperado), tendo-se registado (também como esperado) muito pouca influência da rigidez das armaduras longitudinais.

Quanto à fase inelástica-fissuração, evidenciou-se a influência dos valores da rigidez das armaduras longitudinais e do nível de esforço axial, tendo as colunas G-R-N20-CC e G/SS-H1-N20-CC exibido menores valores de rigidez no estado fendilhado. A coluna G/SS-H1-N20-CC, mesmo com uma rigidez da armadura longitudinal 52% superior à da coluna G-R-N20-CC, contudo, mostrou menor rigidez à flexão nesta fase, provavelmente resultado de um betão menos resistente (Tabela 5.1). As colunas de BA-N33-CC apresentaram os maiores valores de rigidez nesta fase, devido ao incremento do nível de carregamento axial imposto e, consequentemente, do aumento da área de betão comprimido (e consequente diminuição da área fendilhada).

Finalmente, na fase inelástica-confinamento, as colunas S-R-N20-CC, G-R-N33-CC e G/SS-H1-N33-CC apresentaram um desempenho resistente inferior às demais, quanto ao confinamento do núcleo de betão, por conta do maior espaçamento entre as cintas de A, para a coluna de BA-A, e do mais elevado nível de carregamento axial, nas colunas de BA-N33-CC. Vale destacar, porém, que a coluna S-R-N20-CC exibiu uma redução da carga mais suavizada, em virtude do endurecimento dos varões longitudinais de A. Quanto às demais colunas com cintas em GFRP (menos espaçadas do que na coluna S-R-N20-CC), todas as colunas de BA-N20-CC apresentaram um eficiente confinamento do núcleo de betão, o que foi materializado por um segundo pico de carga lateral, sempre inferior ao primeiro pico de carga, por conta do elevado grau de dano presente na região da rótula destas colunas.

A análise das condições de carregamento (monotónica e cíclica) das colunas descritas nesta secção foi feita a partir da comparação entre as curvas de carregamento lateral *vs.* deslocamento lateral, como mostrado na Figura 5.3.

Nas curvas da Figura 5.3, mostra-se que, nas colunas sujeitas ao carregamento lateral monotónico, os deslocamentos laterais últimos foram superiores àqueles exibidos nas mesmas colunas sob carregamento lateral cíclico. Isto deveu-se ao facto de, nas colunas de BA-CC, o tipo de solicitação lateral ter imposto um nível de fissuração mais significativo na zona da rótula do que nas colunas de BA-CM; este efeito foi intensificado nas colunas de BA-N33-CC, devido ao aumento do nível da solicitação axial, e na coluna S-R-N20, em virtude da ineficiente cintagem, resultando no incremento da degradação do betão na rótula e na rotura prematura das armaduras longitudinais (por encurvadura dos varões de SS e de A, ou por esmagamento dos varões de GFRP).

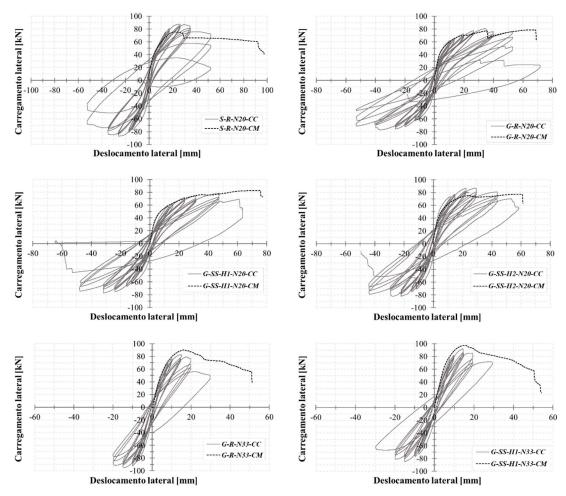


Figura 5.3 – Comparação entre as curvas experimentais (monotónicas e cíclicas) carregamento lateral vs. drift das colunas de BA

Quanto às colunas G-R-N20, G/SS-H1-N20 e G/SS-H2-N20, os deslocamentos laterais foram próximos, em valor, nas condições de carregamento monotónico e cíclico, ainda que na primeira daquelas condições as colunas tenham exibido um deslocamento lateral maior; essa maior proximidade na capacidade de deformação lateral foi associada à atividade de confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP, que, como referido, resultou inclusivamente num segundo pico de carregamento lateral.

Nas colunas G-R-N20, G/SS-H1-N20 e de BA-N33, os laços histeréticos apresentaram valores de carregamento lateral iguais ou inferiores aos valores das curvas experimentais das colunas de BA-CM, como se mostra na Figura 5.3; tal redução, para valores inferiores, foi associada à diminuição da rigidez à flexão das colunas de BA-CC, em função da elevada fissuração da zona da rótula. Isto não ocorreu na coluna G/SS-H2-N20, por conta da variação da resistência à compressão do betão (a coluna G/SS-H2-N20-CC apresentou um betão mais resistente que o da coluna G/SS-H2-N20-CM). Já na coluna S-

R-N20, a coluna de BA-CM exibiu menor capacidade resistente do que a coluna BA-CC, possivelmente por conta de uma menor resistência à compressão do betão no dia do ensaio ou de um efeito localizado (que ocasionou uma significativa mudança de rigidez à flexão próximo à carga lateral de 45 kN), porventura resultado do processo de betonagem e compactação (ineficiente vibração mecânica, por exemplo).

## 5.3 Deformabilidade da região da rótula

A análise do comportamento da região da rótula em colunas de BA-CC é um fator importante quanto ao dimensionamento da secção transversal e ao detalhamento da armadura transversal, principalmente, em relação ao confinamento do núcleo de betão. De facto, nesta zona das colunas de BA, desenvolve-se a parcela mais significativa do comportamento inelástico, que pode ser descrito em termos de ductilidade e de capacidade de dissipação de energia.

Da Figura 5.4 à Figura 5.9, apresentam-se os valores de curvatura em relação à altura da coluna, para 4 níveis, a partir da interface coluna-sapata, como também a determinação da altura da zona da rótula plástica (RP) para a coluna S-R-N20-CC, da rótula de deformabilidade inelástica (RDI) para as demais colunas, e a posição da rotura dos varões.

Nas curvas altura *vs.* curvatura das colunas de BA-CC foram destacados os valores das curvaturas referentes ao primeiro ciclo de cada *drift*. As curvaturas foram calculadas à semelhança da metodologia referida no capítulo 4, até antes da fase de destacamento do betão de recobrimento.

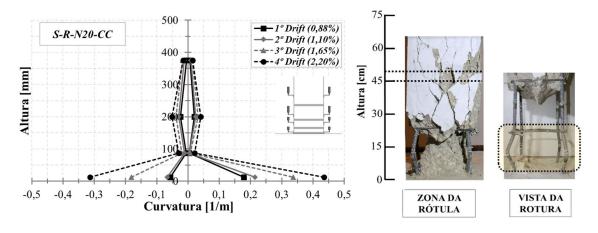


Figura 5.4 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da RP (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de A à compressão da coluna S-R-N20-CC (à dir.)

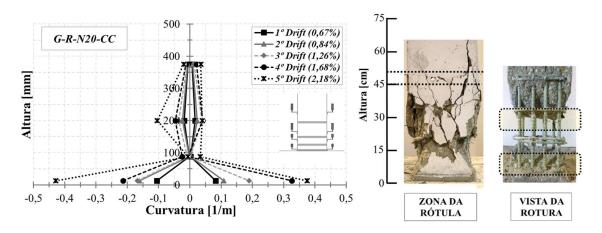


Figura 5.5 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de GFRP à compressão da coluna G-R-N20-CC (à dir.)

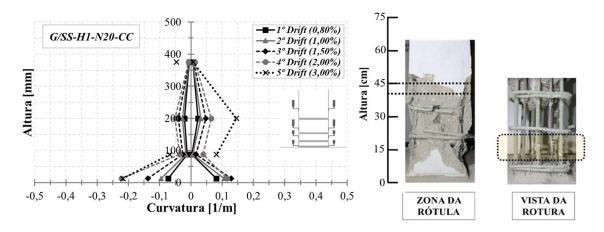


Figura 5.6 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de GFRP e de SS à compressão da coluna G/SS-H1-N20-CC (à dir.)

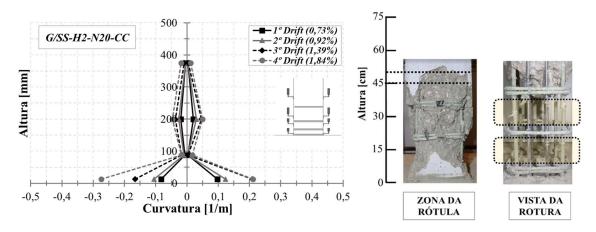


Figura 5.7 – Curvas altura da coluna *vs.* curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de GFRP e de SS à compressão da coluna G/SS-H2-N20-CC (à dir.)

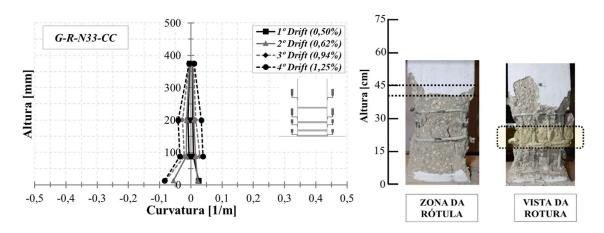


Figura 5.8 – Curvas altura da coluna vs. curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de GFRP à compressão da coluna G-R-N33-CC (à dir.)

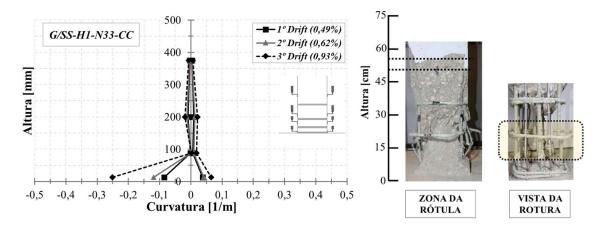


Figura 5.9 – Curvas altura da coluna vs. curvatura (à esq.), altura da região da RDI (ao meio) e posição da rotura dos varões longitudinais de GFRP e de SS à compressão da coluna G/SS-H1-N33-CC (à dir.)

O comportamento estrutural das colunas pôde ser analisado, com as devidas ressalvas da imprecisão de escala, a partir das imagens da zona danificada mostradas da Figura 5.4 à Figura 5.9. Por meio dessas figuras, notou-se que as regiões danificadas apresentaram alturas (i) da RP entre 45-50 cm para a coluna S-R-N20-CC; e (ii) da RDI entre 45-50 cm, 40-45 cm, 45-50 cm, 40-45 cm e 50-55 cm para as colunas G-R-N20-CC, G/SS-H1-N20-CC, G/SS-H2-N20-CC, G-R-N33-CC e G/SS-H1-N33-CC, respectivamente.

Alguns varões longitudinais de GFRP romperam próximo do centro de inelasticidade da RDI (i.e. a meia altura), contudo outros romperam fora desta zona, como no caso das colunas G-R-N20-CC e G/SS-H2-N20-CC, possivelmente pela ação do esforço de corte ou de uma redistribuição de tensões axiais entre armaduras longitudinais após a rotura dos primeiros varões de GFRP sob compresssão. Para esta segunda hipótese, considerouse que, após a rotura de alguns varões longitudinais de GFRP no 1º ciclo do *drift* último (fase de carregamento lateral), o centro de inelasticidade da RDI, significativamente

danificada, teve a altura aumentada no 2º ciclo do *drift* último, tal que a rotura dos demais varões longitudinais de GFRP ocorreu num nível superior (do que aquele em que os primeiros varões de GFRP romperam) entre cintas de GFRP, como ilustrado na Figura 5.5 e na Figura 5.7. Para os varões longitudinais de SS na coluna de BA-G/SS, o fenômeno de encurvadura em níveis diferentes explica-se da mesma maneira.

Nas figuras acima, as curvaturas máximas exibidas foram iguais a 0,44 /m, 0,43 /m, 0,22 /m, 0,27 /m, 0,08 /m e 0,25 /m para as colunas S-R-N20-CC, G-R-N20-CC, G/SS-H1-N20-CC, G/SS-H2-N20-CC, G-R-N33-CC e G/SS-H1-N33-CC, respectivamente. O comportamento da coluna S-R-N20-CC foi mais deformável, em virtude do comportamento plástico dos varões longitudinais de aço, não obstante o elevado espaçamento entre as cintas de A (que forneceu um menor confinamento ao betão). De forma semelhante, a coluna G-R-N20-CC apresentou elevada deformabilidade na região da RDI, neste caso por conta do reduzido módulo de elasticidade dos varões longitudinais de GFRP. Quanto às colunas de BA-G/SS, os menores valores de curvatura ocorreram em virtude da elevada rigidez da armadura longitudinal em relação às colunas com varões apenas de GFRP (Tabela 5.1).

A curvatura máxima da coluna G-R-N20-CC foi consideravelmente superior (437%) à da coluna G-R-N33-CC, em virtude das diferenças de eficiência da atividade de confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP em face do nível de esforço axial. Estas diferenças não foram observadas nas colunas de BA-G/SS-CC, que apresentaram valores de curvatura máxima muito próximos, possivelmente devido à mais elevada rigidez da sua armadura longitudinal (Tabela 5.1), que terá contribuído para uma menor deformabilidade relativamente à coluna G-R-N20-CC.

Todas as colunas de BA-CC apresentaram um estreitamento da curva altura *vs.* curvatura no nível 2 (a 85 cm de altura da interface coluna-sapata), demonstrando que o centro de plasticidade e inelasticidade da RP e RDI, respectivamente, encontrava-se entre o nível 2 e a interface coluna-sapata. Relativamente à análise da curvatura em termos relativos, as colunas apresentaram uma diminuição da curvatura em altura, para o último *drift*, de 83%, 84%, 30%, 51%, 17% e 50% entre os níveis 1 e 2 para as colunas S-R-N20-CC, G-R-N20-CC, G/SS-H1-N20-CC, G/SS-H2-N20-CC, G-R-N33-CC e G/SS-H1-N33-CC, respectivamente. As maiores reduções de curvatura entre os níveis 1 e 2, nas colunas S-R-N20-CC e G-R-N20-CC, refletem o comportamento mais deformável destas colunas

em relação às demais. Já a coluna G-R-N33-CC exibiu menor redução de curvatura entre os níveis 1 e 2, em consonância com o elevado nível de degradação da região da RDI e com o ineficiente confinamento do núcleo do betão pelas cintas de GFRP.

## 5.4 Extensões axiais das armaduras longitudinais e transversais

Nesta secção, analisa-se o comportamento estrutural das colunas de BA-CC a partir das leituras dos extensómetros instalados nas armaduras longitudinais e transversais, no interior da sapata e ao longo do comprimento da coluna na região da possível zona da rótula. Estas extensões axiais são ilustradas da Figura 5.10 à Figura 5.15. É de referir que não foi possível obter leituras em todos os pontos inicialmente definidos, já que alguns extensómetros ficaram danificados na fase de betonagem dos elementos estruturais.

As figuras relativas às extensões axiais das armaduras apresentam os valores obtidos para o 1º ciclo dos *drift*s de cada coluna de BA-CC analisada. As extensões axiais das armaduras longitudinais de A foram verificadas apenas em relação aos varões da face Esquerda (E) da secção transversal, visto que os varões da face Direita (D) apresentaram valores incoerentes (muito provavelmente associados a um defeito/dano nos extensómetros ou nos seus fios). Assim, para a coluna S-R-N20-CC, foram analisados os varões longitudinais de A da face E na Frente (F) e Atrás (A), como mostrado na Figura 5.10. Nas demais colunas de BA-GFRP-CC e de BA-G/SS-CC, as extensões axiais dos varões longitudinais representadas nas figuras seguintes correspondem aos maiores valores medidos, destacando-se que nas colunas de BA-G/SS os varões internos (I) foram de SS e os externos (E) foram de GFRP.

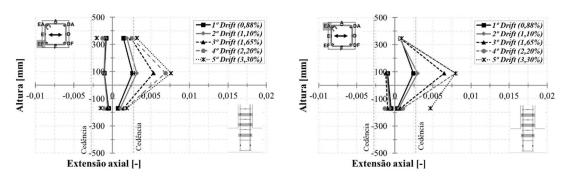


Figura 5.10 – Curvas altura da coluna vs. extensão axial da armadura longitudinal de A da coluna S-R-N20-CC para os varões na face F (à esquerda) e na face A (à direita) da secção

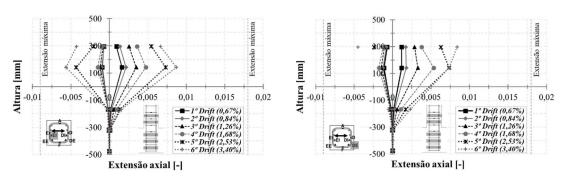


Figura 5.11 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de GFRP da coluna G-R-N20-CC para o varão interno na face E (à esquerda) e o varão externo na face D (à direita)

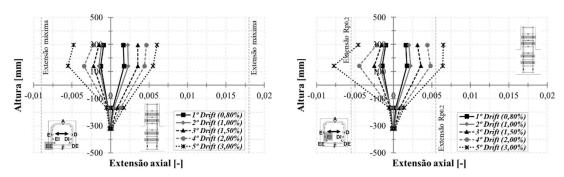


Figura 5.12 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de GFRP e de SS para os varões mais externo (à esquerda) e mais interno (à direita), respectivamente, na face Esquerda (E) da coluna G/SS-H1-N20-CC

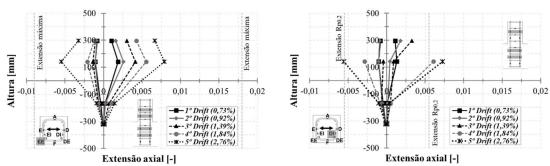


Figura 5.13 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de GFRP e de SS para os varões mais externo (à esquerda) na face Esquerda (E) e mais interno (à direita) na face Direita (D), respectivamente, da coluna G/SS-H2-N20-CC

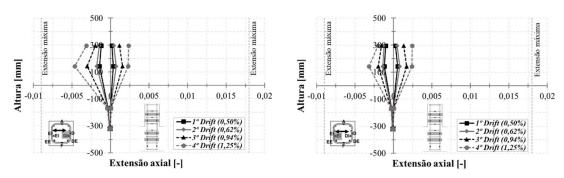


Figura 5.14 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de GFRP para a coluna G-R-N33-CC para os varões internos na face Direita (D) (à esquerda) e na face Esquerda (E) (à direita)

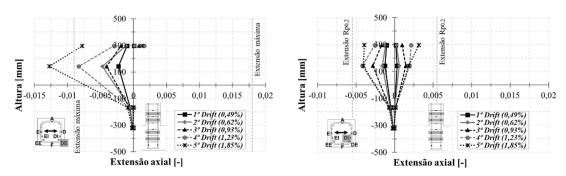


Figura 5.15 – Curvas altura da coluna *vs.* extensão axial da armadura longitudinal de GFRP e de SS para os varões mais externo (à esquerda) na face Direita (E) e mais interno (à direita) na face Direita (D), respectivamente, da coluna G/SS-H1-N33-CC

Em todas as colunas de BA-CC, as extensões axiais dos varões longitudinais exibiram uma diminuição entre os níveis acima da interface coluna-sapata (Altura > 0 mm), tanto na face comprimida como na face tracionada, principalmente para os últimos *drifts*. Isto ocorreu em virtude da maior deformação na zona da rótula, no nível imediatamente superior à interface coluna-sapata, relativamente à atividade de expansão do núcleo de betão e/ou a um maior dano localizado neste nível.

Nas colunas de BA-A-CC e de BA-G/SS-CC, as armaduras longitudinais de A e de SS, desempenharam um relevante papel na dissipação de energia, devido ao comportamento plástico destes materiais, com exceção dos varões de SS da coluna G/SS-H1-N33-CC, como verificado na Figura 5.15; tal deveu-se ao aumento do nível de carregamento axial, que contribuiu para a diminuição das extensões axiais nas armaduras tracionadas em 52% em comparação com as extensões axiais na coluna G/SS-H1-N20-CC. Na coluna S-R-N20-CC (Figura 5.10), os varões longitudinais de A (onde a extensão axial máxima medida foi de 7,9%), por terem excedido a extensão de cedência desde o drift de 1,10%, participaram mais efetivamente na atividade de dissipação de energia do que os varões longitudinais de SS nas colunas de BA-G/SS (com extensões axiais máximas medidas iguais a 6,5% e 7,3% nas colunas G/SS-H1-N1-CC e G/SS-H2-N20-CC, respectivamente), que excederam a extensão de cedência equivalente apenas para os últimos drifts, como mostrado na Figura 5.12 e na Figura 5.13. Estes resultados são consistentes com as curvas histeréticas destes elementos estruturais (Figura 5.1), em que o aumento da área das histereses ocorreu a partir do desenvolvimento da plasticidade das armaduras longitudinais metálicas, para além do comportamento inelástico do betão.

Na coluna G-R-N20-CC, as armaduras longitudinais de GFRP, por possuírem um comportamento elástico-linear até a rotura, pouco contribuíram para a dissipação de

energia, mesmo tendo apresentado uma elevada extensão axial máxima, igual a 8,7‰; em todo o caso, este valor traduz uma relevante participação na resistência aos esforços solicitantes impostos. O fato dos varões de GFRP possuírem um comportamento elásticolinear foi contudo vantajoso no que se refere à sua contribuição para o fechamento das fissuras na fase de descarregamento, favorecendo o desenvolvimento de mecanismos resistentes ao corte (engrenamento dos agregados, por exemplo); tal não aconteceu na coluna S-R-N20-CC, com armadura longitudinal de A, que, após a cedência, apresentou deformações permanentes que dificultaram o fechamento das fissuras no betão na RP.

Destaca-se, igualmente, que os varões de A e de SS nas colunas de BA-A e de BA-G/SS, respectivamente, exibiram um comportamento plástico relativamente limitado, em virtude: (i) da rotura por encurvadura dos varões de A na coluna S-R-N20-CC, em face do elevado espaçamento<sup>15</sup> entre as cintas de A, o que favoreceu uma instabilidade localizada prematura; (ii) da rotura dos varões de GFRP por esmagamento nas colunas de BA-G/SS, resultando em perda de resistência e, consequentemente, na transmissão de tensões para os varões de SS e na sua posterior rotura por encurvadura entre as cintas de GFRP (não obstante serem menos espaçadas do que as da coluna de BA-A); e (iii) das características mecânicas dos varões de SS, que apresentaram uma extensão de cedência equivalente superior à considerada na fase de dimensionamento, resultando numa maior contribuição para a resistência da secção transversal em regime elástico.

Quanto aos varões longitudinais de GFRP sob compressão, os valores de extensão axial medidos não excederam a extensão axial de rotura por compressão, mesmo que o colapso destes elementos estruturais tenha ocorrido por esmagamento dos varões de GFRP comprimidos. À semelhança das colunas de BA-GFRP-CM (cf. secção 4.3.2, do capítulo 4), isto mostra que o estado de tensão instalado nos varões de GFRP nas colunas de BA (tensão axial e tensão de corte) terá sido diferente daquele desenvolvido nos ensaios de caracterização (estado de tensão uniaxial), influenciando a capacidade resistente dos varões e promovendo o aparecimento de um plano de corte, após microencurvadura das fibras de vidro; evidencia-se, igualmente, duas outras hipóteses adicionais para a diferença apontada: (i) os efeitos de escala entre os provetes de caracterização e os varões

<sup>&</sup>lt;sup>15</sup> O espaçamento das cintas de A da coluna S-R-N20-CC foi dimensionado para que a armadura transversal deste elemento estrutural (de referência) apresentasse a mesma rigidez axial do que a da coluna G-R-N20-CC, com cintas de GFRP.

das colunas de BA ensaiadas; e (ii) a não correspondência entre o local de leitura das extensões e o ponto onde ocorreram efetivamente as extensões axiais máximas.

À semelhança das colunas de BA-CM, as colunas de BA-N20-CC apresentaram consideráveis extensões no nível imediatamente inferior à interface coluna-sapata para os últimos *drift*s, como mostrado na Figura 5.10 e na Figura 5.11. Para a coluna S-R-N20-CC, ainda que não tenha ocorrido rotura por escorregamento dos varões longitudinais de A (com acabamento nervurado), ocorreu uma distribuição de extensão axial no interior da sapata (denominado de fenômeno de penetração da cedência), atribuído ao deslizamento da armadura em relação ao betão circundante da sapata (Megalooikonomou *et al.*, 2018). Esta mesma distribuição de extensão no interior da sapata sucedeu nas demais colunas de BA-N20-CC, com maior intensidade nos varões longitudinais de GFRP (com acabamento superficial com fibras de vidro enroladas de forma helicoidal) do que nos varões longitudinais de SS, que apresentam superfícies nervuradas (i.e. proporcionando uma amarração mais eficaz), como mostra a Figura 5.12 e a Figura 5.13.

As colunas de BA-N33-CC, entretanto, exibiram valores de extensões axiais inexpressivos no nível imediatamente inferior à interface coluna-sapata para os últimos drifts, como mostrado na Figura 5.14 e na Figura 5.15. As extensões axiais nos varões longitudinais de GFRP ao longo da sapata nas colunas G-R-N33-CC e G/SS-H1-N33-CC foram inferiores em 81% e 49% em relação às colunas G-R-N20-CC e G/SS-H1-N20-CC, respectivamente. Esta inferioridade deu-se em virtude do aumento do nível de carregamento axial, que, reduzindo as extensões axiais de tracção da armadura longitudinal na coluna, resultaram, naturalmente, em menores extensões nos varões amarrados no interior da sapata.

As tensões de aderência média entre os níveis 2 e 3 (no interior da sapata) das armaduras longitudinais de GFRP<sup>16</sup> das colunas de BA-GFRP-N20-CC e de BA-G/SS-N20-CC ao longo da sapata foram calculadas de acordo com a equação (4.3), do capítulo 4. As extensões axiais máximas medidas no interior da sapata correspondem a tensões de aderência média de 2,9 MPa, 2,0 MPa e 1,7 MPa para os varões longitudinais de GFRP das colunas G-R-N20-CC, G/SS-H1-N20-CC e G/SS-H2-N20-CC, respectivamente;

\_

<sup>&</sup>lt;sup>16</sup> Os varões de GFRP são aqueles com acabamento mais propenso a permitir um maior escorregamento em relação ao betão circundante. Por isso, analisou-se a tensão média apenas nos varões de GFRP.

estes valores são 79%, 85% e 88% inferiores ao valor máximo de tensão de aderência da relação constitutiva da ligação betão-varão calibrada com base nos ensaios de arrancamento para este tipo de varão (*cf.* capítulo 3), demonstrando, assim, que a rotura nestas colunas não ocorreu por deslizamento dos varões longitudinais de GFRP. Esta mesma conclusão é aplicável às colunas de BA-N33-CC, visto que apresentaram extensões axiais ao longo da sapata inferiores às das colunas de BA-N20-CC.

Mesmo que as colunas de BA com varões longitudinais de GFRP tenham sido submetidas a solicitação lateral cíclica, os resultados dos gráficos apresentados acima demonstram a eficiência da amarração reta (sem ganchos) diante dos esforços impostos; de facto, para níveis mais inferiores (476 mm abaixo da interface coluna-sapata), as leituras das extensões axiais nos varões longitudinais de GFRP foram residuais, como ilustrado na Figura 5.11. Por este motivo, nas colunas de BA-G/SS (preparadas numa fase posterior), este nível de instrumentação não foi incluído.

As extensões axiais nas cintas de A e de GFRP, apresentadas da Figura 5.16 à Figura 5.21, corresponderam aos valores máximos medidos, que foram comparados com a extensão de cedência e a extensão axial de rotura da região dobrada daquele tipo de varões, respectivamente; salienta-se que alguns extensómetros foram danificados após a sua instalação (na fase de betonagem), não tendo sido possível obter as respectivas leituras, por este motivo, alguns dos valores máximos de extensão, ilustrados nas figuras, foram lidos em ramos perpendiculares à direção de aplicação de carga lateral (Figura 5.18, por exemplo). Naquelas figuras, foram avaliadas as extensões axiais para os diversos níveis das cintas de A e de GFRP sob condições de carregamento lateral cíclico, destacando-se nas curvas experimentais os *drift*s para a carga lateral máxima e para o destacamento do betão de recobrimento.

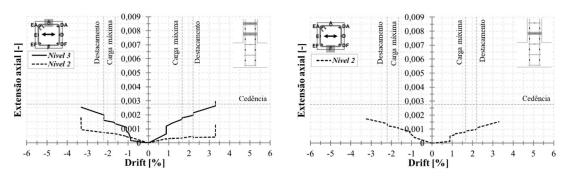


Figura 5.16 – Curvas extensão axial vs. drift das cintas de A da coluna S-R-N20-CC para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)

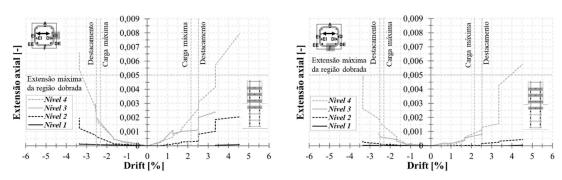


Figura 5.17 – Curvas extensão axial *vs. drift* das cintas de GFRP da coluna G-R-N20-CC para o ramo Direita (D, à esquerda) e o ramo Frente (F, à direita)

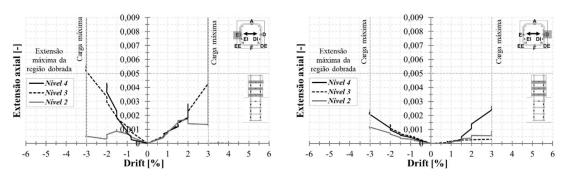


Figura 5.18 – Curvas extensão axial *vs. drift* das cintas de GFRP da coluna G/SS-H1-N20-CC para o ramo Esquerda (E, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita)

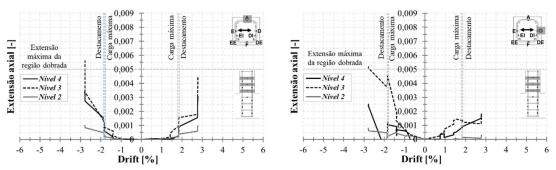


Figura 5.19 – Curvas extensão axial *vs. drift* das cintas de GFRP da coluna G/SS-H2-N20-CC para o ramo Atrás (A, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita)

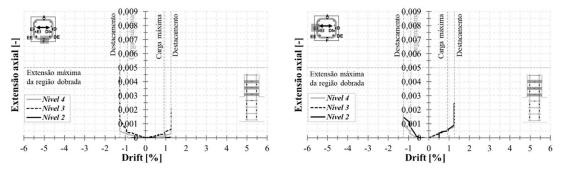


Figura 5.20 – Curvas extensão axial vs. drift das cintas de GFRP da coluna G-R-N33-CC para o ramo Frente (F, à esquerda) e o ramo Esquerda (E, à direita)

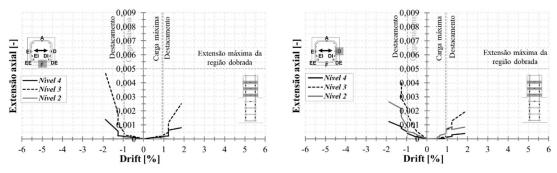


Figura 5.21 – Curvas extensão axial *vs. drift* das cintas de GFRP da coluna G/SS-H1-N33-CC para o ramo Frente (F, à esquerda) e o ramo Direita (D, à direita)

Na coluna G-R-N20-CC, as extensões axiais das cintas de GFRP abaixo da interface coluna-sapata (Nível 1) foram muitas reduzidas, como se mostra na Figura 5.17, em virtude da presença da sapata, que impediu qualquer acção expansiva do núcleo de betão neste nível de cintas. Por esse motivo, aquele nível de instrumentação não foi incluído nas demais colunas de BA (preparadas numa fase posterior).

Fica evidente que as colunas de BA-N20-CC apresentaram consideráveis atividades de cintagem nas cintas de A e de GFRP, nos ramos em diferentes faces da secção transversal das colunas. As zonas das rótulas das colunas de BA-CC exibiram, como característica marcante, fissuras diagonais em dois planos, fazendo com que a contribuição do betão entre fissuras (diagonais comprimidas) para a resistência ao corte fosse inferior àquela exercida pelo betão na zona da rótula das colunas de BA-CM (Douglas, 1995).

A coluna S-R-N20-CC demonstrou um aumento da extensão axial das cintas a partir do drift de 0,88%, como ilustrado na Figura 5.16, para o qual a armadura longitudinal de A excedeu a extensão axial de cedência, reduzindo o efeito do engrenamento dos agregados na fase de descarregamento, como anteriormente referido. Assim, a partir da cedência dos varões longitudinais de A (com deformações permanentes), as cintas de A foram mais solicitadas, ainda sem o destacamento do betão de recobrimento. Após o destacamento e intensa fissuração do betão da zona de rótula, ocorreu a expansão do núcleo de betão (pouco restringido em virtude do elevado espaçamento entre as cintas de A), elevando a extensão axial das cintas acima da extensão de cedência, contribuindo para a maior dissipação de energia observada nesta coluna.

Quanto à coluna G-R-N20-CC, como os varões de GFRP não apresentam cedência, o desenvolvimento das extensões foi proporcional ao aumento dos *drift*s (Figura 5.17). As mudanças no comportamento da coluna de BA-GFRP deram-se (i) na fase do destacamento do betão de recobrimento, com um ligeiro aumento em 13% na extensão

axial no *drift* de 2,53% em relação ao *drift* anterior; e (ii) ao longo da atividade de confinamento do núcleo de betão, com um significativo aumento de 180% no *drift* de 3,40% em relação ao *drift* anterior. Esta maior contribuição das cintas de GFRP, após o destacamento do recobrimento, contribuiu significativamente para o prolongamento da dissipação de energia pelo núcleo confinado (i.e. permitindo explorar a não linearidade do comportamento do betão confinado).

As extensões axiais no nível 4 da coluna G-R-N20-CC ultrapassaram a extensão axial de rotura da região dobrada, porém sem que tenha ocorrido a rotura das cintas de GFRP. Isto ocorreu, em virtude das diferenças entre o estado de tensão mobilizado nos ramos retos das cintas de GFRP nas colunas de BA (tensões axiais induzidas pela expansão do núcleo de betão, tensões tangenciais proveniente do esforço de corte e tensões axiais provenientes do carregamento axial), e o mobilizado nos ramos retos dos provetes que simularam as cintas de GFRP nos ensaios de caracterização da região dobrada à tracção (estado de tensão uniaxial – vide capítulo 3). Adiciona-se, ainda, que pode ter havido uma concentração de dano na zona de leitura da extensão axial no ramo das cintas de GFRP, após a rotura do núcleo de betão, como referido no capítulo 4.

Finalmente, nas colunas de BA-G/SS-N20, as cintas de GFRP exibiram uma significativa atividade de confinamento, sendo que na coluna G/SS-H2-N20-CC as extensões axiais nas cintas de GFRP foram mais consideráveis apenas a partir do *drift* de 1,39%. A maior atividade das cintas na coluna G/SS-H1-N20-CC estará associada à menor resistência à compressão do betão nela aplicado, face ao da coluna G/SS-H2-N20-CC (Tabela 5.1), que resultou numa menor contribuição das diagonais comprimidas e, assim, numa maior participação das cintas de GFRP no comportamento resistente. Em ambas as colunas de BA-G/SS-CC, as extensões axiais nas cintas de GFRP aumentaram quando os varões de SS excederam a extensão de cedência equivalente, diminuindo, assim, a contribuição dos mecanismos de resistência ao corte do betão (engrenamento dos agregados, por exemplo).

As colunas G-R-N33-CC e G/SS-H1-N33-CC exibiram atividades (extensões máximas) nas cintas de GFRP inferiores em 41% e 24% em relação às colunas G-R-N20-CC e G/SS-H1-N20-CC, respectivamente; nenhuma das extensões axiais das cintas de GFRP nas colunas de BA-N33-CC excedeu a extensão axial de rotura da região dobrada. Isto ocorreu em virtude do elevado nível de esforço axial imposto, que promovendo o aumento da área do betão comprimido, resultou no desenvolvimento da atividade de outros

mecanismos de resistência ao corte (engrenamento dos agregados, por exemplo), reduzindo, assim, a participação das cintas de GFRP na resistência à carga lateral aplicada.

Mesmo que nas cintas de GFRP das colunas de BA-N33-CC não tenha havido extensões axiais acima das extensões axiais de rotura da região dobrada, em ambas as colunas houve rotura das armaduras transversais. Este tipo de rotura não parece ter ocorrido devido à solicitação pela expansão do núcleo de betão (em virtude do ineficiente confinamento conferido pelas cintas de GFRP) nem às solicitações tangenciais, visto que as extensões axiais nos ramos retos foram largamente inferiores à extensão axial de rotura. Assim, a rotura das cintas de GFRP na região dobrada deverá ter ocorrido pela ação do deslizamento das partes da coluna acima e abaixo do plano de corte do núcleo de betão, após a rotura dos varões de GFRP sob compressão, que infligiu uma solicitação adicional de corte (localizada) nas cintas de GFRP, rompendo-as pelo esgotamento da capacidade da zona dobrada, à semelhança do ocorrido na coluna G-R-N33-CM (cf. capítulo 4).

Como síntese, na Tabela 5.2 estão listadas as extensões axiais máximas medidas em comparação com as extensões axiais de rotura, caracterizadas apenas para os varões de GFRP quanto (i) às solicitações de tracção e de compressão para a armadura longitudinal de GFRP, e (ii) de corte na região dobrada para a armadura transversal de GFRP.

Tabela 5.2 – Extensões das armaduras longitudinais e transversais em GFRP das colunas de BA-CC

Coluna	El-máx,t	El-máx,c	$\frac{\mathcal{E}_{l-m\acute{a}x,t}}{\mathcal{E}_{l-rot,t}}$	$\frac{\mathcal{E}_{l-m\acute{a}x,c}}{\mathcal{E}_{l-rot,c}}$	Et-máx,dob	$\frac{\mathcal{E}_{t-m\acute{a}x,dob}}{\mathcal{E}_{t-rot,dob}}$	
G-R-N20-CC	0,0087	0,0056	0,48	0,62	0,0079	1,58	
G/SS-H1-N20-CC	0,0055	0,0055	0,31	0,61	0,0062	1,24	
G/SS-H2-N20-CC	0,0079	0,0055	0,44	0,61	0,0056	1,12	
G-R-N33-CC	0,0024	0,0046	0,13	0,51	0,0047	0,94	
G/SS-H1-N33-CC	0,0016	0,0127	0,09	1,41	0,0047	0,94	

 $\varepsilon_{l\text{-}m\dot{\alpha}x,t}$  = extensão axial máxima da armadura longitudinal à tracção;  $\varepsilon_{l\text{-}m\dot{\alpha}x,c}$  = extensão axial máxima da armadura longitudinal à compressão;  $\varepsilon_{l\text{-}rot,t}$  = extensão axial de rotura da armadura longitudinal à tracção;  $\varepsilon_{l\text{-}rot,c}$  = extensão axial de rotura da armadura longitudinal à compressão;  $\varepsilon_{l\text{-}m\dot{\alpha}x,dob}$  = extensão axial máxima da região dobrada da armadura transversal;  $\varepsilon_{l\text{-}rot,dob}$  = extensão axial de rotura da região dobrada da armadura transversal.

A partir dos valores máximos de extensões axiais medidos nas armaduras longitudinais e transversais, averiguou-se que as extensões axiais máximas dos varões longitudinais, tanto sob tracção como sob compressão (à exceção da coluna G/SS-H1-N33-CC, para este último caso), foram menores do que os valores de extensões axiais de rotura medidos

nos ensaios de caracterização dos varões longitudinais de GFRP à compressão e à tracção; por outro lado, nas armaduras transversais, as extensões axiais foram superiores em 58%, 24% e 12% do que as extensões axiais de rotura da região dobrada das cintas de GFRP nas colunas G-R-N20-CC, G/SS-H1-N20-CC e G/SS-H2-N20-CC, respectivamente.

Ainda que nas colunas de BA-CC as extensões axiais máximas medidas tenham sido inferiores aos valores de rotura obtidos nos ensaios de caracterização, ocorreram roturas dos varões longitudinais de GFRP sob compressão (não houve roturas dos varões de GFRP sob tracção), pelos motivos explanados anteriormente. A contribuição dos varões de GFRP sob compressão na coluna G/SS-H1-N33-CC foi maior em 131% (em média) do que nas colunas de BA-N20-CC e superior em 176% do que na coluna G-R-N33-CC, em virtude da presença dos varões de SS e do incremento do carregamento axial, que resultou no aumento da área de betão comprimido, como mostrado na Tabela 5.2, e no confinamento lateral pelo betão circundante na face comprimida, à semelhança do ocorrido na coluna G/SS-H1-N33-CM (cf. do capítulo 4).

Finalmente, nas colunas de BA-N20-CC não ocorreram roturas das cintas de GFRP, ainda que as extensões axiais nas cintas tenham excedido a extensão de rotura determinada experimentalmente, pelas razões também apontadas acima. Diferentemente, nas colunas de BA-N33-CC, as extensões axiais exibidas nas cintas de GFRP de ambas as colunas de BA-N33-CC foram 6% inferiores às extensões de rotura da região dobrada, havendo, porém, rotura das cintas. Esta diferença, quanto à rotura das cintas, deu-se em virtude do aumento do esforço axial, que elevou o nível de degradação da região da rótula, e resultou na solicitação de corte adicional (localizada) por conta do deslizamento entre as partes do núcleo rompido no plano de corte, verificado em colunas de BA-CM (*cf.* capítulo 4).

## 5.5 Parâmetros de ductilidade, de dissipação de energia e de degradação

O comportamento estrutural das colunas de BA-CC desta secção foi analisado a partir de parâmetros de ductilidade, de dissipação de energia e de degradação. Em relação aos parâmetros de ductilidade, utilizou-se o coeficiente de ductilidade de energia ( $\mu$ ) (referido no capítulo 4) e o *drift* último ( $\delta_u$ ). Quanto aos parâmetros de dissipação de energia, considerou-se a energia dissipada acumulada ( $E_{aac}$ ) e o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente ( $h_e$ ). Por fim, relativamente aos parâmetros de degradação, foram considerados o factor de degradação de capacidade de resistência ( $\lambda$ ) e de rigidez dos laços histeréticos (K).

A ductilidade de energia das colunas de BA-CC foi analisada a partir, apenas, dos parâmetros referentes à envolvente da fase de carregamento dos laços histeréticos (Figura 5.2), tal como realizado por Tavassoli e Sheikh (2017). Os parâmetros necessários para a obtenção da ductilidade em função das energias elástica ( $E_{ela}$ ) e total ( $E_{tot}$ ), calculados de acordo com a Tabela 4.7 do capítulo 4, são mostrados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Fases de comportamento estrutural e parâmetros de ductilidade das colunas de BA-CC

Colunas	f <sub>c,teste</sub> [MPa]	Cedência		Destacamento		E 4	E /E			9	9
		P [kN]	δ [%]	P [kN]	δ [%]	EA [MN]	$E_{ela}/E_{tot}$ [%]	μ [-]	μ <sub>CM</sub> [-]	<i>δ<sub>u</sub></i> [%]	δ <sub>uCM</sub> [%]
S-R-N20-CC	40,0	74,6	0,88	82,0	2,20	160,8	16,3	3,6	5,5	3,30	5,80
G-R-N20-CC	39,9	-	-	74,1	2,28	80,4	16,6	3,5	4,6	4,55	4,30
G/SS-H1-N20-CC	36,0	71,8	2,63	64,8	3,00	121,9	17,8	3,3	3,6	4,00	4,80
G/SS-H2-N20-CC	47,3	74,0	1,51	80,8	1,86	127,5	11,1	4,9	4,2	3,68	3,80
G-R-N33-CC	47,3	-	-	73,8	1,25	80,4	20,9	2,9	3,6	1,85	3,20
G/SS-H1-N33-CC	47,3	-	-	83,7	0,93	121,9	20,3	3,0	3,5	1,85	3,20

 $\mu_{CM}$  e  $\delta_{uCM}$  são a ductilidade de energia e o drift último para as colunas de mesma secção transversal, porém submetida ao carregamento lateral monotónico, obtida dos dados da Tabela 4.7 do capítulo 4;  $\delta_u = \Delta_u/L_p$ , em que  $\Delta_u$  é o deslocamento lateral último e  $L_p$  é a altura de aplicação da carga lateral a partir da interface coluna-sapata

Os valores indicados na Tabela 5.3 mostram que a coluna S-R-N20-CC apresentou um nível de ductilidade de energia ( $\mu$ ) muito ligeiramente superior (em 3%) ao da coluna G-R-N20-CC; esta diferença foi maior (20%) para a condição monotónica, porventura pela maior contribuição das armaduras longitudinais em A para esta solicitação. Esta semelhança de ductilidade de energia deveu-se ao facto de a coluna S-R-N20-CC, não obstante apresentar armaduras em A, ter um elevado espaçamento entre as cintas, o que resultou num significativo nível de degradação da RP, além de um prejuízo na atividade de confinamento do núcleo de betão; isto ocasionou um *drift* último de 3,3%, que foi 28% inferior ao *drift* último da coluna G-R-N20-CC. O comportamento relativamente dúctil da coluna G-R-N20-CC (apesar do material GFRP da sua armadura), materializado num considerável nível de ductilidade e no maior *drift* último de entre as colunas de BA-N20-CC, deu-se por conta da já referida eficiência do confinamento ativo pelas cintas de GFRP para este nível de esforço axial.

Relativamente às colunas de BA-G/SS-N20-CC, a coluna G-R-N20-CC exibiu um nível de ductilidade de energia superior em 6% ao da coluna G/SS-H1-N20-CC, porém inferior

em 29% ao da coluna G/SS-H2-N20-CC. No que tange ao *drift* último, a coluna G-R-N20-CC apresentou um valor superior em 14% e 24% ao das colunas G/SS-H1-N20-CC e G/SS-H2-N20-CC, respectivamente. Estas diferenças ocorreram, (i) em termos de ductilidade, pois na coluna G/SS-H1-N20-CC (com nível de ductilidade mais reduzido de entre as colunas de BA-N20-CC) o betão apresentou menor resistência à compressão e os varões longitudinais de SS desenvolverem comportamento plástico apenas no último *drift*; enquanto que na coluna G/SS-H2-N20-CC (com melhor desempenho quanto ao comportamento dúctil) os varões longitudinais de SS excederam a extensão de cedência equivalente para um *drift* próximo daquele em que ocorreu destacamento do betão de recobrimento, e o betão apresentou uma resistência à compressão mais elevada; e (ii) em termos de *drift* último, o valor mais reduzido em ambas as colunas com armadura hibridizada (G/SS-H1-N20-CC e G/SS-H2-N20-CC) ocorreu por conta da rigidez da armadura longitudinal destas colunas superior em 52% e 59%, respectivamente, em relação à da coluna G-R-N20-CC.

As colunas de BA-N33-CC exibiram um comportamento menos dúctil do que as colunas de BA-N20-CC (como era esperado), por conta da maior degradação na zona da rótula na fase da rotura e da ineficiência na atividade de confinamento face ao aumento do nível de esforço axial, à semelhança do ocorrido nas colunas de BA-CM (*cf.* Tabela 5.3). Este mesmo comportamento, com menor ductilidade das colunas sob maior solicitação axial, é consistente com os valores do *drift* último, tendo as colunas G-R-N33-CC e G/SS-H1-N33-CC exibido *drift*s inferiores em 59% e 54% em relação às colunas G-R-N20-CC e G/SS-H1-N20-CC, respectivamente, novamente à semelhança do ocorrido para as mesmas colunas sob carregamento lateral monotónico.

Por comparação com as colunas semelhantes submetidas a solicitação lateral monotónica, os valores dos parâmetros de ductilidade das colunas de BA-CC foram inferiores para todas as colunas. Isto ocorreu, em conformidade com as curvas experimentais ilustradas na Figura 5.3, em virtude da mais intensa fissuração e consequente degradação da região da zona da rótula nas colunas de BA-CC (devido aos vários ciclos de carregamento, em ambas as direções), reduzindo consideravelmente o desempenho pós-elástico destas colunas face às sujeitas a carregamento monotónico.

Os parâmetros de **dissipação de energia**, definidos no capítulo 2, representam a capacidade dissipativa total da coluna de BA a partir dos laços histeréticos, para a energia

dissipada acumulada ( $E_{acc}$ ), ilustrada na Figura 5.22, e para a capacidade de dissipação de energia em comparação com a energia elástica equivalente da coluna, para o **coeficiente de amortecimento viscoso equivalente** ( $h_e$ ), ilustrado na Figura 5.23.

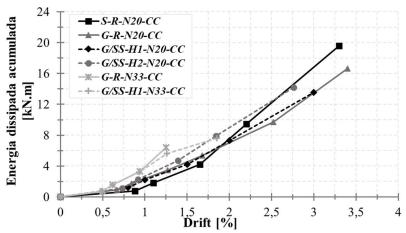


Figura 5.22 – Curvas energia dissipada acumulada vs. drift das colunas de BA-CC

Os resultados da  $E_{acc}$  mostram que a coluna S-R-N20-CC apresentou inicialmente um menor nível de dissipação de energia, em virtude do elevado módulo de elasticidade dos varões longitudinais de A, mesmo tendo exibido cedência desde o *drift* de 0,88%. As demais colunas de BA-N20-CC apresentaram uma maior dissipação de energia no início dos ensaios, em virtude da presença dos varões de GFRP, que, por apresentarem menor módulo de elasticidade, resultaram numa significativa danificação (fissuração) do betão na região da rótula das colunas e considerável dissipação de energia. A coluna G/SS-H2-N20-CC exibiu um comportamento com elevada capacidade de dissipação de energia na maior parte do ensaio, em virtude do comportamento plástico dos varões longitudinais de SS desde o *drift* de 1,51% e da (mais) elevada resistência à compressão do betão, como referido na Tabela 5.3. Por fim, as colunas G-R-N20-CC e G/SS-H1-N20-CC exibiram menor  $E_{acc}$  por conta da reduzida rigidez das armaduras longitudinais, para a coluna G-R-N20-CC, e da inferior resistência à compressão do betão, no caso da coluna G/SS-H1-N20-CC, para além da natureza elástica da armadura de GFRP, em ambas as colunas.

As curvas anteriores demonstram ainda que as colunas G-R-N33-CC e G/SS-H1-N33-CC exibiram uma capacidade de dissipação de energia inferior em 62% e 44% em relação às colunas G-R-N20-CC e G/SS-H1-N20-CC, respectivamente, como referido.

Convém ainda salientar que as colunas de G-R-CC e G/SS-H1-CC sob o mesmo nível de carregamento axial apresentaram um comportamento resistente semelhante quanto à dissipação de energia, em virtude da ausência de plasticidade nos varões longitudinais de

SS, no caso da coluna G/SS-H1-N33-CC, ou da presença de um comportamento plástico apenas em *drift*s mais próximos da rotura, no caso da coluna G/SS-H1-N20-CC.

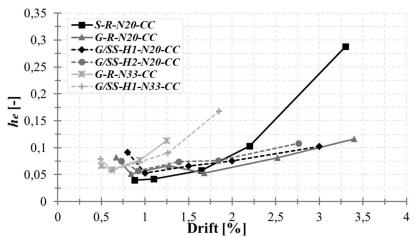


Figura 5.23 – Curvas coeficiente de amortecimento viscoso equivalente vs. drift das colunas de BA-CC

No que tange aos resultados experimentais de  $h_e$ , notou-se que os comportamentos de amortecimento das colunas de BA-N20-CC foram qualitativamente semelhantes na fase inicial dos ensaios, em virtude dos reduzidos valores de deslocamento lateral e, portanto, da menor energia elástica associada. Ainda que semelhantes em termos de comportamento qualitativo, a coluna S-R-N20-CC destacou-se, novamente, por apresentar uma menor capacidade de amortecimento para os primeiros drifts, em virtude do elevado módulo de elasticidade dos varões de A; tal não ocorreu nas demais, devido à presença dos varões longitudinais de GFRP, com menor módulo de elasticidade, e, consequentemente, à fendilhação mais pronunciada do betão.

A coluna S-R-N20-CC, contudo, destacou-se em capacidade de amortecimento a partir do destacamento do betão de recobrimento (*drift* de 2,20%), fazendo com que a capacidade de libertação de energia fosse significativa, por conta da ineficiência do confinamento do núcleo de betão e, assim, da maior degradação da zona da RP. Isto não ocorreu nas demais colunas de BA-N20-CC, em virtude da eficiência do confinamento pelas cintas de GFRP, resultando numa degradação mais gradual da região da RDI.

As colunas de BA-N33-CC exibiram um aumento abrupto na capacidade de amortecimento para os últimos *drifts*. Este comportamento deveu-se à atividade de confinamento menos eficiente nas colunas de BA-N33-CC, que se reflectiu na rotura mais brusca das colunas G-R-N33-CC e G/SS-H1-N33-CC, após o destacamento do betão, que ocorreu nos *drifts* 1,25% e 0,93%, respectivamente (*cf.* Tabela 5.3).

É de destacar que a capacidade de amortecimento da coluna G/SS-H1-N33-CC foi maior do que a da coluna G-R-N33-CC, por conta da maior rigidez das suas armaduras longitudinais; como referido, na coluna de BA-G/SS-CC, os varões longitudinais de SS permaneceram em regime elástico.

Os coeficientes de degradação consistem na aferiação da degradação da capacidade de carga e de rigidez dos elementos para o mesmo nível de *drift*, a partir do incremento de ciclos de carga (Deng *et al.*, 2018). No caso **do coeficiente de degradação de capacidade resistente** ( $\lambda$ ), a medição é feita por meio da relação entre a capacidade resistente da coluna de BA no 3° e no 1° ciclo do respectivo *drift*, como mostrado na equação (5.1); quanto à **rigidez do elemento estrutural** (K), a aferição é feita por meio da relação entre a carga e o deslocamento lateral para cada *drift*, como mostra a equação (5.2).

$$\lambda_j = \frac{P_{j,3}}{P_{j,1}} \tag{5.1}$$

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{3} P_{j,i}}{\sum_{i=1}^{3} \Delta_{j,i}}$$
 (5.2)

em que,

 $P_{i,i}$  é o carregamento lateral da coluna de BA para o ciclo i do drift j;

 $\Delta_{i,i}$  é o deslocamento lateral imposto na coluna de BA para o ciclo i do drift j.

Na Figura 5.24 e na Figura 5.25 são apresentadas as curvas experimentais de degradação da capacidade de carga lateral e a rigidez das colunas de BA-CC, respectivamente.

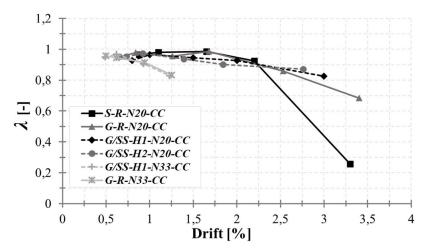


Figura 5.24 - Curvas coeficiente de degradação da capacidade vs. drift das colunas de BA-CC

Nas curvas da Figura 5.24, nota-se que a degradação foi muito pouco significativa para todas as colunas de BA-N20-CC ao longo de quase todo o ensaio; sendo, então, aumentada de forma considerável para a coluna de S-R-N20-CC, em virtude do maior espaçamento entre as cintas de A e do menor nível de confinamento do núcleo de betão e, portanto, do elevado nível de degradação do betão na RP. As demais colunas de BA-N20-CC apresentaram um nível de degradação mais suavizado, por conta do eficiente nível de confinamento pelas cintas de GFRP.

Nas colunas de BA-N33-CC, a redução de resistência ocorreu mais rapidamente (ou seja, para valores de *drifts* inferiores) do que nas colunas de BA-N20-CC, devido ao insuficiente confinamento. A degradação da capacidade das colunas G-R-N33-CC e G/SS-H1-N33-CC foi idêntica, por conta da ausência da plasticidade dos varões de SS.

A partir da análise conjunta das curvas de amortecimento (Figura 5.23) e de degradação da capacidade de carga (Figura 5.24), nota-se que o incremento na degradação da capacidade de carga resultou no aumento no nível de amortecimento das colunas, em virtude da danificação na região da rótula e consequente dissipação de energia. Contudo, verifica-se que a coluna S-R-N20-CC exibiu um aumento abrupto de amortecimento para o último *drift*, devido à intensa fissuração da região da rótula, pouco confinada pelas cintas de aço, resultando numa expressiva redução da capacidade de carga. Neste sentido, o aumento (muito significativo) do amortecimento para o último *drift* é pouco relevante ou útil do ponto de vista estrutural.

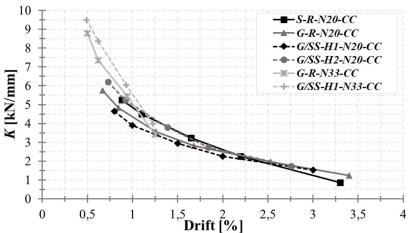


Figura 5.25 – Curvas coeficiente de rigidez vs. drift das colunas de BA-CC

Relativamente aos valores de rigidez das colunas de BA-N20-CC, no início dos ensaios prevaleceram as propriedades mecânicas do betão das colunas (módulo de elasticidade secante e resistência à tracção), em que a coluna G/SS-H2-N20-CC exibiu maior rigidez

por possuir um betão mais resistente de entre as colunas de BA-N20-CC, como mostrado na Tabela 5.3. Contudo, a partir da fissuração do betão na face tracionada, a rigidez também foi influenciada pelas características mecânicas das armaduras longitudinais, em que a coluna S-R-N20-CC apresentou a maior rigidez à flexão, seguida da coluna G/SS-H2-N20-CC, cujas armaduras possuem maior rigidez, como ilustrado na Tabela 5.3. A diminuição dos valores da rigidez destas colunas ao longo dos ensaios seguiu uma tendência semelhante, por estarem submetidas a um mesmo nível de carregamento axial, revelando uma influência reduzida de outros parâmetros, nomeadamente os relativos às características dos materiais das armaduras longitudinais.

As colunas de BA-N33-CC exibiram elevados valores de rigidez à flexão, em virtude do aumento do nível de carregamento axial, que resultou no incremento da área de betão comprimido; porém, apresentaram uma redução de rigidez mais pronunciada, devido ao insuficiente confinamento.

## 5.6 Observações dos ensaios e modos de rotura

Os modos de rotura característicos das colunas são ilustrados da Figura 5.26 à Figura 5.37. Algumas destas imagens foram recolhidas numa fase posterior aos ensaios, depois de se ter retirado o betão fissurado/esmagado da região da rótula, visando identificar melhor os modos de rotura. Não foi possível aplicar este procedimento na coluna G-R-N33-CC, por conta do elevado nível de dano na região da rótula.



Figura 5.26 – Modo de rotura com vista frontal (à esquerda) e posterior (ao meio), e face lateral (à direita) da coluna S-R-N20-CC



Figura 5.27 – Destaque da encurvadura dos varões longitudinais de A e da não abertura das cintas de A na região da rótula da coluna S-R-N20-CC



Figura 5.28 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.) e posterior (ao meio), e face lateral (à dir.) da coluna G-R-N20-CC



Figura 5.29 – Destaque da rotura dos varões longitudinais de GFRP comprimidos numa das faces da coluna G-R-N20-CC



Figura 5.30 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.) e posterior (ao meio), e face lateral (à dir.) da coluna G/SS-H1-N20-CC



Figura 5.31 – Destaque da rotura dos varões longitudinais (comprimidos) de GFRP, por esmagamento, e de SS, por encurvadura, numa das face da coluna G/SS-H1-N20-CC



Figura 5.32 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.) e posterior (ao meio), e face lateral (à dir.) da coluna G/SS-H2-N20-CC

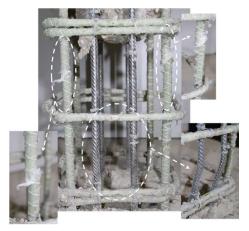


Figura 5.33 – Destaque da rotura dos varões longitudinais (comprimidos) de GFRP, por esmagamento, e de SS, por encurvadura, na região da rótula da coluna G/SS-H2-N20-CC

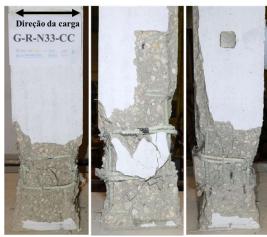


Figura 5.34 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.) e posterior (ao meio), e face lateral (à dir.) da coluna G-R-N33-CC



Figura 5.36 – Modo de rotura com vista frontal (à esq.) e posterior (ao meio), e face lateral (à dir.) da coluna G/SS-H1-N33-CC

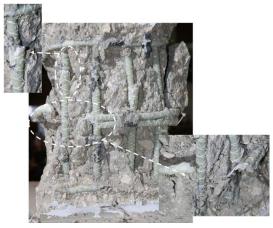


Figura 5.35 – Destaque da rotura dos varões longitudinais de GFRP comprimidos e da cinta de GFRP numa das faces da coluna G-R-N33-CC

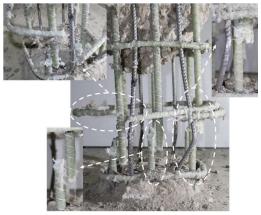


Figura 5.37 – Destaque da rotura dos varões longitudinais (comprimidos) de GFRP, por esmagamento, e de SS, por encurvadura, e das cintas de GFRP na região da rótula da coluna G/SS-H1-N33-CC

Os modos de rotura das colunas de BA-CC são indicados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Resumo do comportamento resistente das colunas de BA-CC

Colunas	fc,teste [MPa]	1º Pico		2º Pico		Rotura		Modo de
		<i>P</i> [kN]	δ [%]	<i>P</i> [kN]	δ [%]	P [kN]	δ [%]	rotura
S-R-N20-CC	40,0	87,8	1,65	-	-	69,8	3,30	1,2
G-R-N20-CC	39,9	80,7	2,16	76,2	3,35	66,9	3,35	1,2
G/SS-H1-N20-CC	36,0	78,6	3,00	69,3	3,87	69,3	3,87	1,2,3
G/SS-H2-N20-CC	47,3	86,9	1,79	80,9	2,74	70,4	3,36	1,2
G-R-N33-CC	47,3	92,2	0,92	-	-	50,4	1,86	1,2,3
G/SS-H1-N3-CC	47,3	83,0	0,92	-	-	71,5	1,69	1,2,3

 $f_{c,teste}$  = resistência à compressão cúbica no dia do ensaio; Modos de rotura: 1 – Esmagamento do betão (destacamento do betão de recobrimento e/ou esmagamento do núcleo de betão); 2 – Esmagamento ou encurvadura dos varões longitudinais de GFRP, de A e de SS, respectivamente, sob compressão; 3 – Desfazimento (abertura) da forma e rotura das cintas

Esta tabela apresenta um resumo dos principais parâmetros que definiram o seu comportamento resistente, nomeadamente o carregamento (P) e o drift  $(\delta)$  associados ao  $1^{\circ}$  e ao  $2^{\circ}$  pico de carga e à rotura (a carga de rotura adoptada correspondeu à encurvadura dos varões longitudinais de A e de SS e ao esmagamento dos varões de GFRP sob compressão), todos para a fase de carregamento; estes parâmetros são ilustrados na Figura 5.1.

Todas as colunas de BA-CC exibiram um modo de rotura à flexão, que envolveu fenômenos e danos nos materiais em tudo semelhantes aos ocorridos nas colunas de BA-CM (*cf.* capítulo 4).

Os varões longitudinais metálicos de A e de SS das colunas sob carregamento lateral atingiram a fase plástica do seu comportamento, para *drift*s diferentes, dependentes das características da secção e da resistência à compressão do betão, como discutido anteriormente. Os varões longitudinais de GFRP, por conta da sua natureza, não apresentaram qualquer plasticidade; consequentemente, a não linearidade da resposta da coluna G-R-N20-CC (apenas com varões de GFRP) foi resultado do comportamento não-linear e dissipativo de energia do betão para o desempenho sob carregamento cíclico. Não houve quaisquer roturas nos varões longitudinais sob tracção, nas cintas de A e de GFRP, nem o desfazimento da forma das cintas de A.

Todas as colunas de BA-N20-CC apresentaram modos de rotura níveis de ductilidade não desprezáveis e próximos entre si (para a coluna S-R-N20-CC, por conta da cedência dos varões de A e, para as demais colunas, em virtude do aumento da extensão última do núcleo de betão por meio da atividade de confinamento pelas cintas de GFRP), enquanto que as colunas de BA-N33-CC exibiram um modo de rotura do tipo frágil. Para as colunas de BA-GFRP-CC e de BA-G/SS-CC, os modos de rotura ocorreram com elevada fissuração na zona próxima da interface coluna-sapata, resultando numa rotura brusca e audível dos varões de GFRP na face comprimida, e encurvadura dos varões metálicos de A e de SS.

A rotura dos varões longitudinais de GFRP sob compressão, nas colunas de BA-CC, à semelhança do ocorrido nas colunas de BA-CM (*cf.* capítulo 4), apresentou um plano de corte inclinado, como se mostra na Figura 5.33, proveniente da ação dos esforços tangenciais e oriundos do estado de tensão biaxial que surge da aplicação do carregamento

lateral e axial solicitantes, bem como do comportamento anisotrópico destes varões compósitos de GFRP.

Relativamente à degradação da região da RP, a coluna S-R-N20-CC exibiu uma intensa degradação influenciada diretamente pelo elevado espaçamento entre as cintas de A, como se verifica na Figura 5.26. Nas demais colunas de BA-N20-CC, o nível de degradação da região da RDI, como ilustrado na Figura 5.28 e na Figura 5.30, foi influenciado pela eficiência no confinamento do núcleo de betão, que retardou o esmagamento dos varões longitudinais de GFRP, na coluna G-R-N20-CC, e a encurvadura dos varões de SS, nas colunas G/SS-H1-N20-CC e G/SS-H2-N20-CC.

Na coluna G/SS-H1-N20-CC, as cintas fechadas de GFRP e com extremidades dobradas a 90° sofreram uma abertura ou um desfazimento do formato retangular, como ilustrado na Figura 5.31, por conta das características do núcleo de betão, menos resistente em comparação às demais colunas de BA-N20-CC (Tabela 5.4), que não resistindo às solicitações impostas, resultou num plano de corte e maior ação solicitante na cinta de GFRP daquela região, neste caso, pelo deslizamento das partes da coluna acima e abaixo do plano, como ilustrado na Figura 5.38.



Figura 5.38 - Plano de corte e desfazimento da forma das cintas de GFRP na coluna G/SS-H1-N20-CC

Para além disto, outras razões podem ser apontadas como tendo contribuído para aquela ocorrência da Figura 5.38, à semelhança do referido no capítulo 4 a respeito da coluna G-R-N33-CM, ou seja, (i) a angulação da dobragem, que mobilizou uma resistência

mecânica reduzida, e (ii) a insuficiente resistência aderente dos ramos das cintas de GFRP.

Relativamente ao comportamento resistente das colunas de BA-N33-CC, a presença do carregamento axial solicitante influenciou (i) a degradação na região próxima da interface coluna-sapata e (ii) os modos de rotura destes elementos estruturais, por comparação com os das colunas de BA-N20-CC, discutidos nas secções anteriores. O nível elevado de dano das colunas de BA-N33-CC, visível após a rotura, deveu-se ao aumento do carregamento axial, em que o insuficiente cintamento do núcleo de betão na região da rótula não permitiu evitar a encurvadura ou o esmagamento dos varões longitudinais de SS e de GFRP, respectivamente, resultando na rotura prematura destes elementos estruturais.

Destaca-se ainda que o aumento no nível de carregamento axial diminuiu a participação dos varões longitudinais na face tracionada e, por conta das colunas de BA-N33-CC possuírem uma significativa área de betão comprimido, estes elementos estruturais apresentaram um comportamento resistente com significativa fragilidade. Este tipo de comportamento resistente foi condizente com as curvas histeréticas estreitas, ilustradas na Figura 5.1, confirmando que houve pouca dissipação de energia, com dependência significativa do comportamento inelástico do betão, como mostrado na Figura 5.22, que, como referido, foi confinado de forma ineficiente.

## 5.7 Considerações finais

Neste capítulo foi apresentado um estudo experimental sobre o comportamento estrutural de colunas de betão armado com diferentes materiais para a armadura longitudinal, sob carregamento lateral cíclico. Foi analisada a resposta estrutural das colunas, aferida a partir das curvas carregamento lateral *vs. drift*, das extensões axiais nas armaduras longitudinais e transversais, das deformações na região da rótula plástica/inelástica, dos parâmetros de ductilidade, de dissipação de energia e de degradação, e dos modos de rotura observados. Os resultados obtidos permitem concluir que:

(i) As colunas de BA-N20-CC com varões de GFRP apresentaram considerável dissipação de energia, materializada em laços histeréticos com significativa área, associado ao comportamento inelástico do betão e à atividade de confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP. Quanto às colunas de BA-G/SS-N20, a dissipação de energia, para além do comportamento inelástico do betão, esteve relacionada com o

comportamento plástico dos varões de SS. As colunas de BA-N33-CC, contudo, apresentaram significativa redução de desempenho em termos de dissipação de energia, materializada em estreitos laços histeréticos, com reduzida área, em virtude do elevado nível de carregamento axial, que resultou na rotura prematura dos varões de GFRP sob compressão, do ineficiente cintamento do núcleo de betão para este nível de carga axial, do comportamento elástico-linear dos varões de GFRP e da ausência de comportamento plástico dos varões longitudinais de SS, na coluna de BA-G/SS-N33.

- (ii) A deformabilidade das colunas de BA-CC na zona da rótula no estado fendilhado foi diretamente afetada pela rigidez das armaduras longitudinais, pelo confinamento do núcleo de betão pelas cintas e pelo nível de carregamento axial.
- (iii) A elevada fissuração na região da rótula influenciou o comportamento resistente das cintas de GFRP nessa zona, em virtude da redução da resistência das diagonais de compressão, de tal modo que as extensões axiais nas cintas terão sido decorrentes, em grande medida, dos esforços tangenciais, visto que o núcleo de betão apresentou elevada degradação.
- (iv) Quanto à ductilidade, a coluna G-R-N20-CC, não obstante apresentar armadura em GFRP, exibiu ligeira diferença em relação à coluna S-R-N20-CC, em virtude do significativo espaçamento entre as cintas de A, que resultou em elevada fissuração da região da rótula; contudo, relativamente às colunas de G/SS em comparação à coluna S-R-N20-CC, a diferença de desempenho em termos de ductilidade e de *drift* último foi maior, por conta do eficiente confinamento do núcleo de betão conferido pelas cintas de GFRP. A ductilidade e o *drift* último das colunas de BA-N33-CC foi consideravelmente inferior aos das colunas de BA-N20-CC, por conta do elevado nível de degradação da rótula, visível após a rotura, e do ineficiente confinamento diante do nível de carregamento axial.
- (v) No que se refere à capacidade de dissipação de energia das colunas de BA-CC, notouse que o confinamento do núcleo de betão foi o fator determinante para o inferior e superior desempenho das colunas de S-R-N20-CC e G-R-N20-CC, respectivamente, enquanto que para as colunas de BA-G/SS-N20-CC, o comportamento plástico dos varões de SS resultou no incremento desta capacidade de dissipação de energia. Relativamente às colunas de BA-N33-CC, a dissipação de energia foi muito reduzida em comparação às colunas de BA-N20-CC. Quanto à capacidade de amortecimento, o comportamento das

diferentes colunas de BA-N20-CC foi muito similar, em virtude dos reduzidos deslocamentos laterais, com inferior atividade plástica das armaduras longitudinais dos varões de A e de SS; nas colunas de BA-N33-CC, o aumento deste factor foi destacado apenas para os últimos *drifts*.

(vi) A degradação da capacidade resistente das colunas de BA-N20-CC deu-se com maior intensidade, principalmente para a coluna de S-R-N20-CC, pelo ineficiente cintamento do núcleo de betão, à semelhança das colunas de BA-N33-CC. A degradação da rigidez foi consonante entre as várias colunas de BA-N20-CC, em parte por estarem sujeitas ao mesmo nível de carregamento axial aplicado. As colunas de BA-N33-CC exibiram valores iniciais de rigidez mais elevados do que as colunas de BA-N20-CC, em virtude do aumento da área de betão comprimido, tendo contudo apresentado uma redução mais abrupta da rigidez (Figura 5.25), por conta precisamente do mais elevado nível de carregamento axial.

(vii) As colunas de BA-CC com varões de GFRP apresentaram modo de rotura à flexão, com significativo nível de ductilidade (para o nível de esforço axial inferior) ou do tipo frágil (para o nível de esforço axial mais elevado), com elevada fissuração na zona da rótula, rotura dos varões de GFRP por esmagamento, dos varões de SS por encurvadura (nas colunas com armadura hibridizada) e desfazimento do formato e rotura das cintas de GFRP.

# PARTE III: ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO

## **CAPÍTULO 6**

# ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO

## 6.1 Considerações gerais

Neste capítulo apresentam-se os estudos analítico e numérico referentes ao comportamento estrutural das colunas de BA ensaiadas no âmbito desta tese; os resultados desses estudos são descritos e analisados com base nos resultados experimentais apresentados nos capítulos anteriores.

No âmbito do estudo analítico (secção 6.2), foram construídos diagramas de interação de resistência esforço axial (N) vs. momento fletor (M), por meio de um algoritmo desenvolvido no programa MATLAB; os diagramas foram validados a partir dos resultados experimentais de todas as colunas de BA-C e de BA-CM (total de 10 colunas).

O estudo numérico (secção 6.3) consistiu na simulação do comportamento das colunas de BA-A (2 colunas), de BA-GFRP (4 colunas) e de BA-G/SS (2 colunas) nas condições de carregamento monotónico e cíclico (total de 8 colunas), por meio de modelos de elementos finitos desenvolvidos no programa ATENA (*Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis*). Esta simulação permitiu a análise mais detalhada do comportamento destas colunas, comparando as curvas experimentais e numéricas de carregamento *vs.* deslocamento lateral e as curvas das extensões axiais das armaduras longitudinais e transversais.

#### 6.2 Estudo analítico das colunas de BA-C e de BA-CM

## 6.2.1 Considerações iniciais

A descrição do estudo analítico sobre o comportamento das colunas de BA-C e de BA-CM, apresentado nesta secção, está dividido em três partes: (i) **modelos constitutivos** dos materiais das colunas (6.2.2); (ii) **metodologia** analítica utilizada no cálculo dos esforços resistentes (6.2.3); e (iii) **comparação e análise** das curvas analíticas de interação *N-M* em relação aos resultados experimentais das colunas ensaiadas (6.2.4). Nas subsecções seguintes, é feita a descrição de cada uma destas partes do estudo.

#### 6.2.2 Modelos constitutivos dos materiais

As características mecânicas dos materiais consideradas nos modelos constitutivos foram obtidas nos ensaios de caracterização, descritos no capítulo 3.

O **betão** utilizado na campanha experimental foi submetido a esforços solicitantes de curta duração, não sofrendo a ação do efeito Rüsch. Dentre os muitos modelos representativos do comportamento típico não-linear do betão à compressão, destaca-se o modelo constitutivo de Hognestad (1951), ilustrado na Figura 6.1.

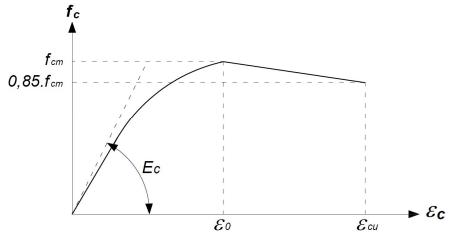


Figura 6.1 – Modelo constitutivo do betão à compressão [adaptado de Hognestad (1951)]

O modelo constitutivo é dividido em dois troços: um parabólico e um outro reto. O primeiro troço [equação (6.1)] tem o seu vértice na tensão máxima à compressão do betão  $(f_{cm})$ , que corresponde ao valor de extensão axial  $\varepsilon_0$ , igual a 2,0‰. O segundo troço, que representa o amolecimento do betão, inicia-se para uma tensão  $f_{cm}$  e termina no valor de tensão igual a 0,85  $\cdot f_{cm}$ , calculado pela equação (6.2), correspondendo à extensão última do betão ( $\varepsilon_{cu}$ ), que foi considerada igual a 3,5‰,

$$f_c = f_{cm} \cdot \left[ 2 \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$
 se  $0 \le \varepsilon_c < \varepsilon_0$  (6.1)

$$f_{c} = f_{cm} \cdot \left[ 1 - 0.15 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c} - \varepsilon_{0}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{0}} \right) \right] \qquad \text{se } \varepsilon_{0} \leq \varepsilon_{c} \leq \varepsilon_{cu}$$

$$(6.2)$$

em que,

 $f_{cm}$  é a tensão à compressão do betão;

 $\varepsilon_c$  é a extensão axial à compressão do betão.

Para as **armaduras longitudinais de aço (A)**, com vista à simplificação do estudo analítico, foi utilizado o modelo bilinear elasto-plástico com endurecimento, ilustrado na Figura 6.2. Este modelo abrangeu o comportamento resistente deste material à tracção e à compressão, sendo os seus valores positivos e negativos, respectivamente.

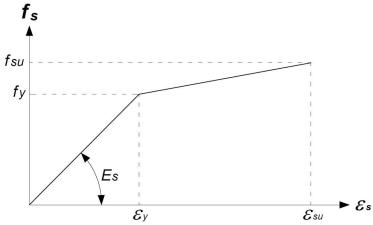


Figura 6.2 – Modelo constitutivo do aço à tracção

O primeiro troço do modelo, calculado pela equação (6.3), corresponde à fase elástica e termina com a tensão de cedência à tracção  $(f_y)$ ; enquanto que o segundo troço linear corresponde à fase plástica ou fase pós-cedência, representando o fenômeno de endurecimento. Este segundo troço culmina na tensão última à tracção  $(f_{su})$ , sendo calculado pela equação (6.4),

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \qquad \qquad se \ 0 \le \varepsilon_s < \varepsilon_y \tag{6.3}$$

$$f_{s} = f_{y} + (f_{su} - f_{y}) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s} - \varepsilon_{y}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{y}}\right) \qquad se \ \varepsilon_{y} \le \varepsilon_{s} \le \varepsilon_{su}$$

$$(6.4)$$

em que,

 $f_s$  é a tensão axial à tracção do A;

 $\varepsilon_s$  é a extensão axial à tracção do A;

 $E_s$  é o módulo de elasticidade do A;

 $\varepsilon_{su}$  é a extensão axial última à tracção do A.

Relativamente aos **varões de SS**, utilizou-se a relação desenvolvida por Ramberg e Osgood (1943) e modificada por Adbella (2006), a qual descreve o comportamento tensão

vs. extensão não-linear à tracção e à compressão para a maioria dos metais, como exemplificado na Figura 6.3 em relação aos varões de SS de 12 mm de diâmetro.

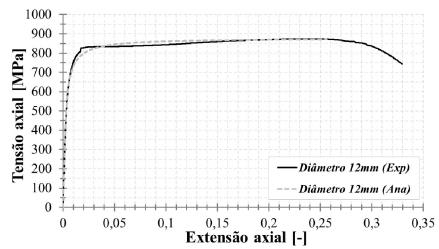


Figura 6.3 – Comparação entre as curvas experimental (*Exp*) e analítica (*Ana*) tensão axial *vs.* extensão axial à tracção dos varões de SS de 12 mm de diâmetro

O modelo consiste em dois troços: o primeiro troço termina na extensão axial de cedência equivalente ( $\varepsilon_{ss0,2}$ ) e o segundo troço inicia-se nessa extensão  $\varepsilon_{ss0,2}$  e termina na extensão axial última ( $\varepsilon_{ssu}$ ), sendo calculados pelas equações (6.5) e (6.6), respectivamente,

$$f_{ss} = \frac{E_{ss} \cdot \varepsilon_{ss}}{1 + c \cdot \varepsilon_{ss}^{p}}$$
 se  $0 \le \varepsilon_{ss} < \varepsilon_{ss0,2}$  (6.5)

$$\frac{\varepsilon_{ss}^* \cdot E_2 - f_{ss}^*}{f_{ss}^*} = c^* \cdot \varepsilon_{ss}^{*p^*}$$
 se  $\varepsilon_{ss0,2} \le \varepsilon_{ss} \le \varepsilon_{ssu}$  (6.6)

em que,

$$c = \frac{\left[\frac{F_{ss} \cdot F_{ss0,2}}{F_{ss0,2}}\right]}{F_{ss0,2}} - 1$$

$$c = \frac{\left[\frac{F_{ss} \cdot F_{ss0,2}}{F_{ss0,2}}\right]}{F_{ss0,2}} - 1$$

$$p = r \cdot \frac{1 - \left[\frac{F_{ss0,2}}{F_{ss0,2}}\right]}{r - 1}$$

$$f_{ss0,2} = \frac{1 + 0,002 \cdot \frac{\left[\frac{In(20)}{In(f_{ss0,2} / f_{ss0,01})}\right]}{\left(\frac{F_{ss0,2}}{F_{ss}}\right)}$$

$$f_{ss}^* = F_{ss} - F_{ss0,2}$$

$$p^* = r^* \cdot \frac{1 - \left[ E_u \cdot \frac{\left( \varepsilon_{ssu} - \varepsilon_{ss0,2} \right)}{\left( f_{ssu} - f_{ss0,2} \right)} \right]}{r^* - 1} \qquad E_u = \frac{E_2}{1 + \left( r^* - 1 \right) \cdot \left( 1 + 3.5 \cdot \frac{f_{ss0,2}}{f_{ssu}} \right)}$$

em que,

 $f_{ss}$  é a tensão axial à tracção e à compressão dos varões de SS;

 $\varepsilon_{ss}$  é a extensão axial à tracção e à compressão do SS;

 $E_{ss}$  é o módulo de elasticidade inicial do SS;

 $f_{ss0,2}$  é a tensão axial de cedência equivalente à tracção e à compressão do SS para uma extensão axial de 2‰;

 $f_{ss0,01}$  é a tensão axial à tracção e à compressão do SS para uma extensão axial de 0,1‰;  $f_{ssu}$  é a resistência última à tracção e à compressão do SS.

O comportamento dos **varões de GFRP** à compressão e à tracção consistiu na relação elástica-linear até a rotura entre as tensões e as extensões axiais, ilustrada na Figura 6.4.

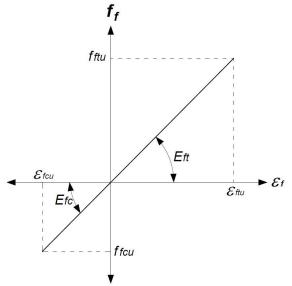


Figura 6.4 – Modelo constitutivo do GFRP à tracção e à compressão

A relação entre as resistências últimas à tracção ( $f_{fu}$ ) e à compressão ( $f_{fcu}$ ) foi obtida pelos ensaios de caracterização dos varões de GFRP (cf. capítulo 3). As tensões resistentes dos varões de GFRP à tracção e à compressão foram calculadas de acordo com as equações (6.7) e (6.8), respectivamente,

$$f_{ft} = \mathcal{E}_{ft} \cdot E_{ft} \tag{6.7}$$

$$f_{fc} = \mathcal{E}_{fc} \cdot E_{fc} \tag{6.8}$$

em que,

 $f_{ft}$  e  $f_{fc}$  são as tensões axiais à tracção e à compressão longitudinal dos varões de GFRP, respectivamente;

 $\varepsilon_{ft}$  e  $\varepsilon_{fc}$  são as extensões axiais à tracção e à compressão dos varões de GFRP, respectivamente;

 $\varepsilon_{ftu}$  e  $\varepsilon_{fcu}$  são as extensões axiais últimas à tracção e à compressão dos varões de GFRP, respectivamente, com  $\varepsilon_{fcu} = 0.5 \cdot \varepsilon_{ftu}$ , de acordo com os resultados do capítulo 3;

 $E_{ft}$  e  $E_{fc}$  são os módulos de elasticidade longitudinais à tracção e à compressão dos varões de GFRP, respectivamente, com  $E_{ft} = E_{fc}$ , de acordo com os resultados do capítulo 3.

## 6.2.3 Metodologia utilizada na construção dos diagramas de interação

A construção dos diagramas de interação das colunas de BA deu-se por meio da aplicação da compatibilização das extensões axiais e das equações de equilíbrio dos esforços internos resistentes da secção das colunas. A resistência da secção transversal resultou do cálculo dos esforços internos, que provieram da contribuição individual dos materiais, nomeadamente do betão e das armaduras longitudinais, (verificando-se simultaneamente as extensões máximas em cada material), o que permitiu a modelação analítica do comportamento resistente.

As **hipóteses básicas** utilizadas para a construção dos diagramas de interação foram as seguintes: (i) as secções planas permanecem planas após a flexão, obedecendo à teoria de Euler-Bernoulli; (ii) as extensões axiais dos materiais são diretamente proporcionais à profundidade da linha neutra; (iii) verifica-se uma aderência perfeita entre a armadura longitudinal e o betão circundante; (iv) a resistência à tracção do betão é desprezada; (v) a extensão axial última do betão à compressão é igual a 0,0035; e (vi) considera-se a contribuição dos varões longitudinais de GFRP à compressão.

Para a construção dos diagramas de interação, utilizou-se o método das faixas, em que se dividiu a altura (h) da secção transversal da coluna em faixas com reduzida altura (h = 3,0 mm) e com largura igual à da secção transversal (b). Para as armaduras, considerou-se uma faixa de armadura com área equivalente à área de cada camada (superior ou inferior) de armadura analisada. Por conseguinte, calcularam-se as

deformações axiais, as tensões normais e os esforços normais de cada faixa, para cada material constituinte da secção. Por fim, foram calculados os esforços internos resultantes por meio de integração numérica (método da Quadratura de Gauss-Legendre) ao longo da altura da secção transversal.

Para a construção do diagrama de interação *N-M*, considerou-se o estado limite último (ELU) da secção transversal, para o qual alguns dos materiais atingem a deformação máxima correspondente ao critério de rotura considerado. Neste processo, arbitrou-se o número de pontos (1000 pontos) utilizados para a construção dos diagramas, os quais incluíram uma profundidade de linha neutra associada a três diferentes modos de rotura da secção (Figura 6.5): (i) o esgotamento da capacidade resistente do betão à compressão (ELU<sub>BC</sub>); (ii) o ponto balanceado (ELU<sub>PB</sub>), em que ocorre esgotamento simultâneo da capacidade resistente do betão comprimido e da armadura tracionada; e (iii) o esgotamento da capacidade resistente das armaduras à tracção (ELU<sub>AT</sub>).

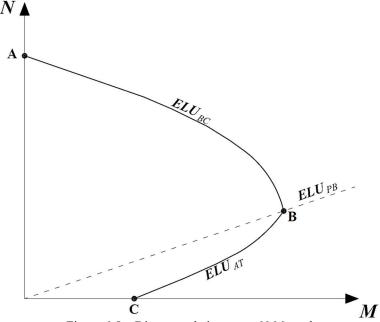


Figura 6.5 – Diagrama de interação N-M geral

O ponto A consiste na condição de compressão pura (sem flexão), enquanto que o ponto C corresponde à situação de flexão simples (sem esforço axial). Para o ponto B da Figura 6.5, o ELU<sub>PB</sub> ocorre quando o betão atinge a extensão última à compressão ( $\varepsilon_{cu}$ ) e, simultaneamente, os varões tracionados atingem a extensão axial à tracção última ( $\varepsilon_{rtu}$ ). Para as colunas de BA-G/SS na região tracionada, foi adoptada a extensão axial à tracção última ( $\varepsilon_{rtu}$ ) dos varões longitudinais de GFRP. A transição do ELU<sub>BC</sub> para o ELU<sub>AT</sub> ocorre em relação à profundidade limite da linha neutra ( $x_{lim}$ ), para a qual as extensões

axiais dos materiais apresentam valores máximos (i.e. betão à compressão e armaduras longitudinais à tracção).

O cálculo de  $x_{lim}$  é feito através da equação (6.9),

$$x_{lim} = d \cdot \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{rtu}} \right) \tag{6.9}$$

em que,

d é a altura útil da secção transversal da coluna.

Os cálculos dos esforços internos resistentes do betão e das armaduras longitudinais foram efectuados de acordo com os esquemas ilustrados na Figura 6.6 e na Figura 6.7, respectivamente.

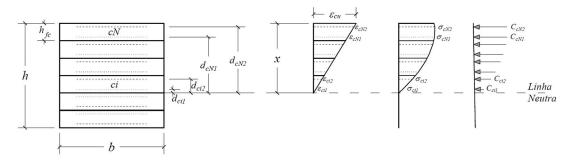


Figura 6.6 - Faixas, extensões, tensões e forças normais no betão no ELU<sub>BC</sub> e ELU<sub>AT</sub>

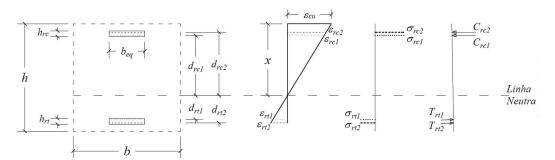


Figura 6.7 – Faixas, extensões, tensões e forças normais nas armaduras longitudinais no  $ELU_{BC}$  e  $ELU_{AT}$ 

Com a definição da profundidade da linha neutra (x) e das alturas das faixas comprimidas  $(h_{fc})$ , calculou-se o número de faixas do betão (cN) a partir da linha neutra, com dois pontos de Gauss por cada faixa  $(d_{cil} e d_{ci2})$ , o que permitiu uma mais eficiente integração numérica ao longo da altura da secção transversal. Os cálculos das extensões axiais do betão  $(\varepsilon_{cil,2})$ , para os pontos de Gauss, foram efectuados de acordo com a equação (6.10),

$$\varepsilon_{cil,2} = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_{cil,2}}{x}\right) \tag{6.10}$$

Após a obtenção das extensões axiais nas faixas de betão comprimidas, calculou-se as tensões normais ( $\sigma_{cil}$ ,  $\sigma_{ci2}$ ) de cada ponto de Gauss por faixa de betão, a partir da lei constitutiva do betão à compressão. Em seguida, calculou-se o esforço interno normal de compressão em cada ponto de Gauss ( $C_{cil,2}$ ) por meio da equação (6.11):

$$C_{cil,2} = 0.5 \cdot h_{fc} \cdot b \cdot \sigma_{cil,2}$$
 (6.11)

Por fim, o momento fletor de cada ponto de Gauss ( $M_{cil,2}$ ) das faixas de betão foi calculado em relação ao centróide da secção transversal, através da equação (6.12):

$$M_{ci1,2} = C_{ci1,2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_{ci1,2}\right) \tag{6.12}$$

De uma forma semelhante ao procedimento utilizado no betão, definiram-se as alturas das faixas das armaduras acima ( $h_{rc}$ ) e abaixo ( $h_{rl}$ ) da linha neutra, bem como a largura da faixa equivalente ( $b_{eq}$ ). Em seguida, calculou-se a distância dos pontos de Gauss em relação à linha neutra das armaduras comprimidas ( $d_{rc1}$  e  $d_{rc2}$ ) e tracionadas ( $d_{rl1}$  e  $d_{rl2}$ ).

A partir destas dimensões, foram calculadas as extensões axiais de compressão ( $\varepsilon_{rc1,2}$ ) e de tracção ( $\varepsilon_{rt1,2}$ ), as tensões normais de compressão ( $\sigma_{rc1,2}$ ) e de tracção ( $\sigma_{rt1,2}$ ), e os esforços normais de compressão ( $\sigma_{rt1,2}$ ) e de tracção ( $\sigma_{rt1,2}$ ) [neste último caso, por meio das equações (6.13) e (6.14), respectivamente] dos pontos de Gauss das armaduras:

$$C_{r1,2} = 0.5 \cdot h_{rc} \cdot b_{ef} \cdot \sigma_{rc1,2} \tag{6.13}$$

$$T_{r1,2} = 0.5 \cdot h_{rt} \cdot b_{ef} \cdot \sigma_{rt1,2} \tag{6.14}$$

Finalmente, o momento fletor de cada ponto de Gauss das armaduras, comprimidas  $(M_{rcI,2})$  e tracionadas  $(M_{rtI,2})$ , foi calculado em relação ao centróide da secção transversal, através das equações (6.15) e (6.16), respectivamente:

$$M_{rc1,2} = C_{r1,2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_{rc1,2}\right) \tag{6.15}$$

$$M_{r1,2} = T_{r1,2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_{r1,2}\right) \tag{6.16}$$

O comportamento resistente da secção transversal foi determinado através do somatório da contribuição resistente de cada material<sup>17</sup>, tal que os esforços internos resistentes N e M foram calculados pelas equações (6.17) e (6.18), respectivamente:

$$N = \sum_{i=1}^{cN} C_{cil,2} + C_{rl,2} + T_{rl,2}$$
(6.17)

$$M = \sum_{i=1}^{cN} M_{cil,2} + M_{rcl,2} + M_{rtl,2}$$
(6.18)

Para a construção dos diagramas *N-M*, foi desenvolvido um algoritmo no programa MATLAB, com diversas etapas, tal como se ilustra no fluxograma da Figura 6.8.

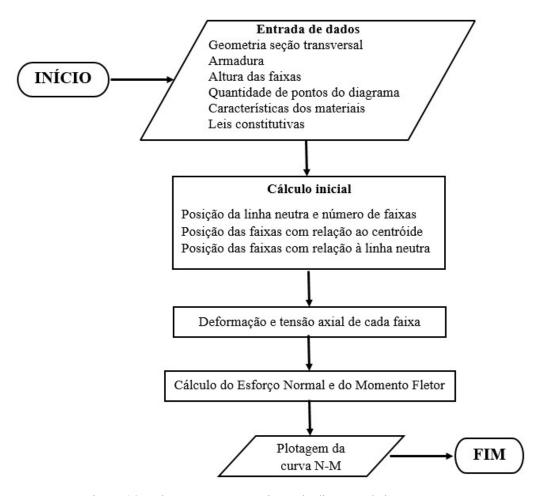


Figura 6.8 – Fluxograma para a criação do diagrama de interação N-M

-

<sup>&</sup>lt;sup>17</sup> Nos pontos do diagrama em que a  $x > x_{lim}$ , verificou-se que os varões de GFRP sob compressão não atingiram a extensão axial última, pois esta extensão exibe um valor maior do que a extensão última do betão à compressão.

### 6.2.4 Resultados e discussão

Os diagramas de interação *N-M* foram construídos para as colunas de BA-C e de BA-CM, considerando que as colunas da 1ª fase (S-R-N20-CM e G-R-N20-CM) exibiram um aumento nas dimensões da secção transversal (310 × 310 mm²), em virtude da expansão hidrostática do betão na região próxima à interface coluna-sapata e do não completamente eficiente posicionamento e travamento da cofragem; isto não ocorreu nas demais colunas, em que as dimensões de projeto (ou seja, 300 × 300 mm²) foram cumpridas. A comparação dos resultados experimentais e analíticos é apresentada na Tabela 6.1 e na Figura 6.9. Importa reforçar que as diferentes propriedades do betão das colunas (à data dos ensaios) foram consideradas nesta análise.

Tabela 6.1 – Comparação dos resultados experimentais e analíticos das colunas de BA-C e BA-CM

Colunas	N <sub>exp</sub> [kN]	N <sub>ana</sub> [kN]	N <sub>exp</sub> /N <sub>ana</sub>	Colunas	M <sub>exp</sub> [kN·m]	<i>M<sub>ana</sub></i> [kN·m]	M <sub>exp</sub> /M <sub>ana</sub>
S-R-C	3625,2	3874,8	0,94	S-R-N20-CM	119,3	120,2	0,99
G-R-C	3380,6	3713,0	0,91	G-R-N0-CM	110,7	113,0	0,98
G/SS-H1-C	3361,1	3771,1	0,89	G-R-N20-CM	121,2	120,1	1,01
				G-R-N33-CM	142,5	135,2	1,05
				G/SS-H1-N20-CM	120,5	115,5	1,04
				G/SS-H1-N33-CM	154,5	146,4	1,05
				G/SS-H2-N20-CM	119,0	121,8	0,98

Legenda:  $N_{exp}$  – Carregamento axial experimental;  $N_{ana}$  – Carregamento axial analítico;  $M_{exp}$  – Momento fletor experimental;  $M_{ana}$  – Momento fletor analítico

Nota-se que os resultados experimentais e analíticos exibiram uma elevada concordância, por conta da consideração das características mecânicas dos materiais obtidas experimentalmente nos modelos constitutivos adotados, destacando-se a consideração da contribuição dos varões de GFRP sob compressão. Ademais, verifica-se que as colunas S-R-N20-CM e G-R-N20-CM apresentaram um mesmo valor experimental de momento fletor resistente da secção (~120 kN·m) para o qual foram dimensionadas (*cf.* capítulo 3); tal confirma, assim, que a capacidade portante das colunas de BA-GFRP em flexão pode ser equivalente à das colunas de BA-A, desde que seja considerada a contribuição dos varões longitudinais de GFRP sob compressão para a resistência da secção.

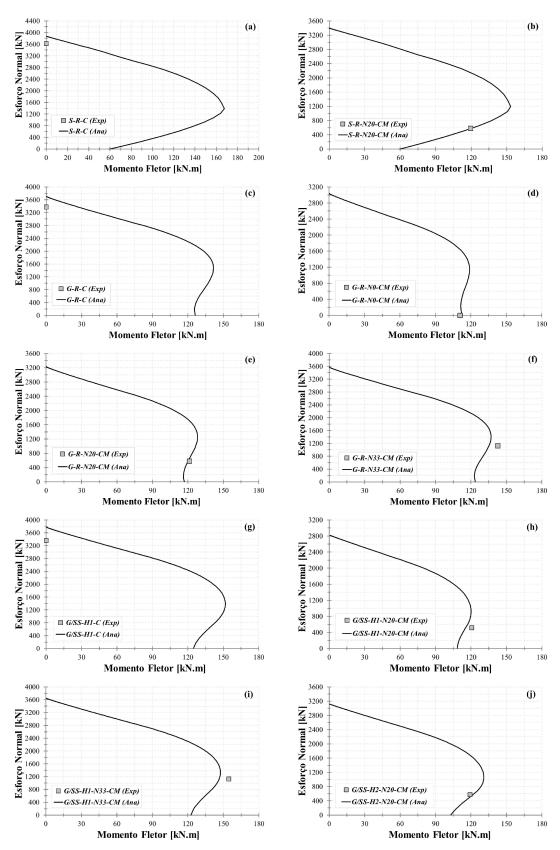


Figura 6.9 – Comparação dos resultados experimentais (*Exp*) e analíticos (*Ana*) das colunas: (a) S-R-C; (b) S-R-N20-CM; (c) G-R-C; (d) G-R-N0-CM; (e) G-R-N20-CM; (f) G-R-N33-CM; (g) G/SS-H1-C; (h) G/SS-H1-N20-CM; (i) G/SS-H1-N33-CM; e (j) G/SS-H2-N20-CM

Relativamente às colunas de BA-C, os resultados experimentais foram inferiores em até 11% àqueles apresentados nos diagramas de interação. Isto ocorreu pois, neste ponto, de compressão uniforme, pode ter havido uma redução da resistência à compressão do betão (não considerada no modelo constitutivo para a extensão axial neste ponto), proveniente das diferenças nas dimensões dos provetes utilizados nos ensaios de caracterização material e nos ensaios das colunas (efeitos de escala) (Park e Paulay, 1975; Wight e MacGregor, 2012).

Os diagramas de interação obtidos para as colunas de BA-A exibem um desenho característico e bem consolidado na literatura técnica, à semelhança daquele mostrado na Figura 6.5; por outro lado, as colunas de BA-GFRP e de BA-G/SS apresentam diagramas diferentes do convencional, como ilustrado na Figura 6.10 e na Figura 6.11, respectivamente.

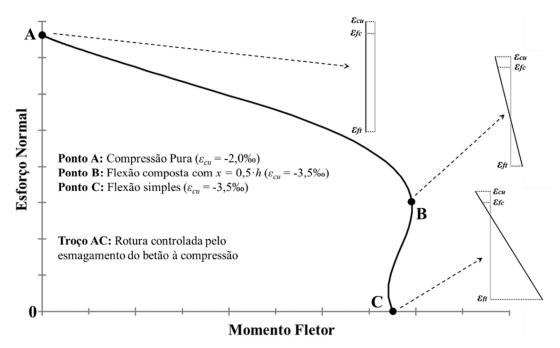


Figura 6.10 – Configuração do diagrama de interação N-M das colunas de BA-GFRP

O ponto balanceado da Figura 6.10, com rotura do betão sob compressão e dos varões de GFRP sob tracção, não está visível no diagrama de interação por conta da elevada extensão de rotura da armadura tracionada e da reduzida área de betão comprimido, que corresponderia a um esforço normal de tracção. Desta feita, os demais pontos de esforço normal de compressão reproduzem com eficiência o comportamento resistente da secção transversal, controlado pelo esmagamento do betão sob compressão.

O ponto C, que representa uma secção submetida à flexão simples (N=0), apresenta como característica uma expressiva extensão axial nas armaduras de GFRP sob tracção. O desenho curvo do troço BC (secção submetida à flexão composta) traduz o aumento da área de betão comprimido, havendo igualmente um incremento na contribuição dos varões de GFRP sob compressão; de tal forma que, nos pontos acima do ponto B, estes varões sob compressão exibem extensões axiais (em módulo) superiores às dos varões de GFRP sob tracção.

O troço AB representa as resistências para situações em que uma área significativa da secção está comprimida, e em que as extensões dos varões de GFRP sob compressão estão limitadas pela extensão última à compressão do betão (muito inferior à dos varões). Como no gráfico da Figura 6.10 a resistência é controlada pelo esmagamento do betão, não ocorre rotura dos varões de GFRP sob compressão, a não ser após o destacamento do betão de recobrimento, como descrito nos capítulos 4 e 5 (fenómeno que não foi considerado no estudo analítico).

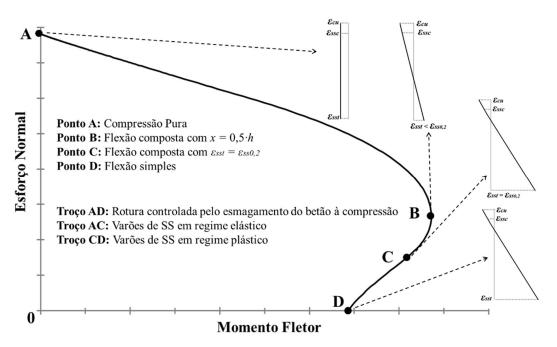


Figura 6.11 – Configuração do diagrama de interação N-M das colunas de BA-G/SS

À semelhança das colunas de BA-GFRP, o ponto balanceado da Figura 6.11 consistiria em valores positivos de esforço normal (tracção da secção), para os quais ocorreria rotura pelos varões de GFRP sob tracção. Deste modo, à semelhança das colunas de BA-GFRP, os demais pontos da Figura 6.11 são controlados pelo esmagamento do betão sob compressão.

O troço CD representa um desempenho resistente da secção transversal em que as armaduras de GFRP e de SS exibem elevada extensão axial de tracção; neste troço, os varões de SS atuam em regime plástico, ou seja, as extensões axiais de tracção excedem a extensão de cedência equivalente. Com o aumento da área de betão comprimido e, consequentemente, com a maior aproximação do ponto C, ocorre uma diminuição da plasticidade da secção transversal, pela redução das extensões axiais de tracção dos varões longitudinais de SS.

O gráfico das colunas de BA-G/SS apresenta, então, uma mudança de inflexão no desenho do diagrama de interação no troço BC, que representa a transição do regime plástico para o regime elástico no comportamento mecânico dos varões de SS (ocorrida no ponto C), tal que no ponto B os varões sob compressão e tracção exibem valores iguais (em módulo) de extensões axiais. Por fim, o troço AC, à semelhança do diagrama de interação da coluna de BA-GFRP, desenvolve um comportamento resistente com o betão sob compressão, rompendo por esmagamento, sem qualquer plastificação da armadura longitudinal de SS e com os varões de GFRP em regime elástico.

As colunas de BA-G/SS estudadas na presente tese, com armadura hibridizada combinando varões de GFRP e de SS, tiveram como objetivo explorar a plasticidade dos varões de SS e, com isso, obter uma melhoria de comportamento em comparação à coluna de BA-GFRP, cujo comportamento não-linear advém apenas do comportamento mecânico do betão. Contudo, como discutido nos capítulos 4 e 5, este desempenho estrutural não foi alcançado com a eficiência prevista, pois as características mecânicas à tracção dos varões de SS, nomeadamente a extensão de cedência equivalente, foram superiores às consideradas no dimensionamento, fazendo com que: (i) o troço CD do diagrama de interação exibisse um comprimento menor; (ii) os resultados experimentais (para os níveis de carregamento axial solicitante) se tivessem localizado próximo ou acima do ponto de transição do regime plástico-elástico do diagrama para os varões de SS (ponto C), como mostrado na Figura 6.9; e (iii) ocorresse rotura dos varões longitudinais de GFRP sob compressão (após o destacamento do betão de recobrimento) antes de um desenvolvimento mais expressivo da plasticidade dos varões de SS (cf. capítulos 4 e 5).

Para que a plasticidade nas colunas de BA-G/SS fosse superior à dos ensaios, tornar-seia necessário (i) aumentar o comprimento do troço CD do diagrama, a fim de abranger aquela plasticidade para os níveis de carregamento axial representativos (acima de 20% da carga axial última), por meio da utilização de menores valores das características mecânicas à tracção dos varões longitudinais de SS (principalmente, quanto à extensão de cedência equivalente); ou (ii) o retardamento da rotura dos varões de GFRP sob compressão, por meio da diminuição do espaçamento entre as cintas de GFRP, permitindo um mais eficiente desenvolvimento da plasticidade dos varões longitudinais de SS. No estudo numérico das colunas de BA-G/SS, foi possível simular estas hipóteses, como se mostra na secção seguinte.

### 6.3 Estudo numérico das colunas de BA-CM e BA-CC

## 6.3.1 Considerações iniciais

No estudo numérico, foram simuladas as seguintes colunas e situações: (i) S-R-N20 (-CM e -CC), consideradas como de referência; (ii) G-R-N20 (-CM e -CC) e G-R-N33 (-CM e -CC), as quais permitiram avaliar a influência no comportamento resistente do aumento do nível de carregamento axial; e (iii) G/SS-H2-N20 (-CM e -CC), onde foi analisada a influência da hibridização da armadura longitudinal, combinando varões de GFRP e de SS.

A presente secção está dividida em duas partes. A primeira parte inclui a descrição pormenorizada dos modelos numéricos das colunas de BA-CM e de BA-CC, destacandose: (i) a geometria e os tipos de elementos finitos; (ii) as condições de fronteira e de carregamento; (iii) as leis constitutivas dos materiais e da interface betão-varões; e (iv) os tipos de análises realizadas. Relativamente à segunda parte, apresenta-se a comparação entre os resultados numéricos e experimentais, e a respectiva discussão. Finalmente, apresenta-se uma análise complementar relativa ao efeito das propriedades mecânicas das armaduras de SS e das cintas de GFRP na resposta das colunas de BA-G/SS.

### 6.3.2 Descrição geral dos modelos numéricos

### 6.3.2.1 Geometria do modelo e tipos de elementos finitos

Os modelos numéricos utilizados na simulação das colunas foram desenvolvidos no programa comercial ATENA. Na construção dos modelos, visando a diminuição do esforço computacional, foi considerado um plano de simetria ao longo do eixo longitudinal da coluna, como ilustrado na Figura 6.12. As dimensões dos modelos e o detalhamento das armaduras foram similares aos das colunas ensaiadas (*cf.* capítulo 3).

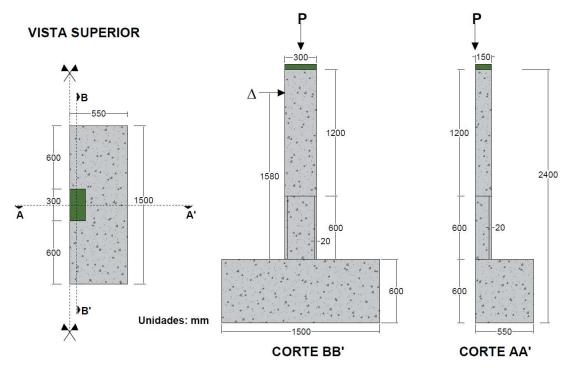


Figura 6.12 – Geometria dos modelos numéricos com destaque (i) à vista superior (à esquerda); e (ii) aos cortes lateral (ao meio) e frontal (à direita)

Os modelos numéricos foram construídos com elementos sólidos tridimensionais do tipo *tetrahedral CCIsoTetra* (4 a 10 nós) para o betão da coluna e da sapata, e para a chapa de aço de aplicação da carga, como ilustrado na Figura 6.13. Para os varões de aço, de GFRP e de SS foram utilizados elementos lineares discretos do tipo *CCIsoTruss* (2 a 3 nós).

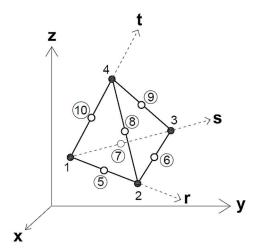


Figura 6.13 – Geometria dos elementos CCIsoTetra (Červenka et al., 2018)

No que tange ao refinamento da malha, simulando as regiões mais importantes, definiram-se dois macroelementos na região onde se poderia formar uma rótula (próximo da interface coluna-sapata), modelando o recobrimento e o núcleo de betão confinado pelas cintas. Os elementos finitos do recobrimento apresentaram dimensões menores do

que a dimensão real do recobrimento (Červenka e Papanikolaou, 2008), a fim de capturar a fissuração nesta região. Os demais macroelementos consistiram na sapata, na coluna acima da região da possível rótula e na chapa de aço, como ilustrado na Figura 6.14.

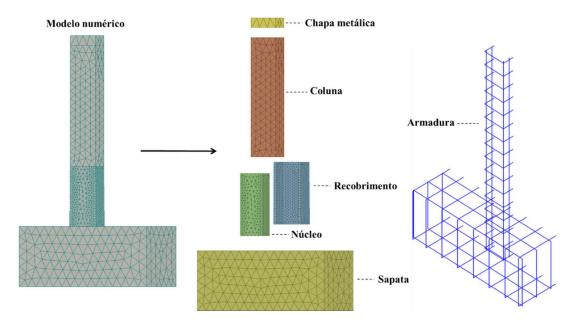


Figura 6.14 – Componentes do modelo numérico: (i) macroelementos (ao meio); e (ii) armaduras (à direita), neste último exemplificado para a coluna G-R-N20

Para a análise da sensibilidade da malha, considerou-se diferentes proporções de refinamento entre os macroelementos (para um mesmo valor de referência de dimensão dos elementos), tendo em conta as regiões mais solicitadas e a diminuição do esforço computacional. Na Tabela 6.2, descrevem-se as proporções de refinamento da malha consideradas.

Tabela 6.2 – Proporções de refinamento de malha dos macroelementos

Sapata	Recobrimento	Núcleo	Coluna cima da rótula	Chapa de aço
1,0	0,25	0,5	0,75	1,0

Foram considerados 5 refinamentos de malha (Figura 6.15), a partir de diferentes valores de referência em relação às proporções dos macroelementos, tendo por referência o comportamento da coluna S-R-N20-CM em termos de carregamento lateral *vs.* deslocamento lateral.

Na Tabela 6.3 descrevem-se os valores de referência, a quantidade de elementos finitos e os resultados obtidos em termos de força lateral máxima ( $F_{max}$ ).

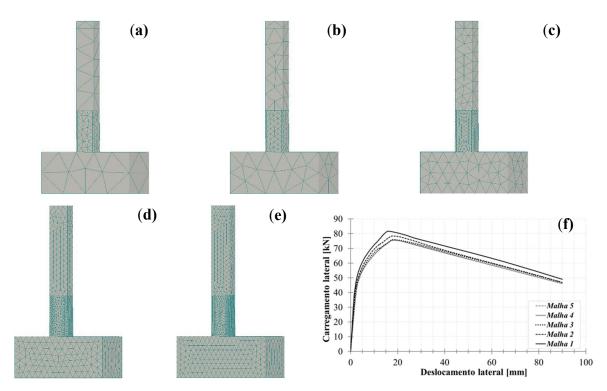


Figura 6.15 – Malhas dos modelos numéricos com os valores de referência de (a) 400 mm; (b) 300 mm; (c) 200 mm; d) 100 mm; e) 80 mm – e comparação das curvas carregamento lateral vs. deslocamento lateral referente às diferentes malhas da coluna S-R-N20-CM (f)

Tabela 6.3 – Características e resultados da análise de sensibilidade da malha dos modelos

	Malha 1	Malha 2	Malha 3	Malha 4	Malha 5
Dimensões [mm]	400	300	200	100	80
Número de elementos	644	1207	3340	18191	35741
F <sub>máx</sub> [kN]	81,7	78,4	76,0	75,6	75,3

Os resultados do estudo da sensibilidade da malha exibiram uma diferença relativa máxima entre as resistências laterais máximas de aproximadamente 8,0%, mostrando uma reduzida variação da capacidade resistente em função do refinamento da malha entre as malhas 3 e 5; deste modo, o modelo numérico pode ser considerado objetivo. Esta objetividade, de acordo com as curvas da Figura 6.15 (f), verifica-se nos troços pré- e pós-pico de carga máxima.

Assim, levando em conta o requisito de esforço computacional e a boa concordância dos resultados numéricos quanto às resistências laterais, optou-se pela escolha da dimensão de referência de 100 mm (malha 4), tendo sido utilizadas as proporções dos macroelementos indicadas na Tabela 6.2.

### 6.3.2.2 Condições de fronteira e carregamento

Em termos de condições de apoio, foram restringidos os deslocamentos nodais (direções x, y e z do sistema de coordenadas globais) da superfície inferior do macroelemento referente à sapata, simulando o encastramento da sapata da coluna na laje de reação do laboratório. Quanto à região de simetria, foram restringidos os deslocamentos nodais na direção da carga lateral, permitindo assim o deslocamento livre na direção da carga axial para os elementos dos macroelementos da coluna, do núcleo e do recobrimento (simulação do encurtamento pelo carregamento axial P). As condições de fronteira adoptadas no modelo, em particular o encastramento da sapata, são uma simplificação das impostas pelo sistema de travamento usado nos ensaios; no entanto, foram assumidas como válidas em face da preponderância da deformabilidade da coluna em relação à sapata (aliado ao facto de os deslocamentos das sapatas medidos nos ensaios serem negligenciáveis).

Quanto às condições de carregamento gerais dos modelos numéricos, destaca-se que (i) na fase de controlo de carga, aplicou-se metade do valor do carregamento axial real (devido à simetria), ou seja, 290 kN (coluna BA-N20), 340 kN (somente na coluna G/SS-H2-N20-CC) e 565 kN (coluna BA-N33), que foi mantida constante; (ii) na fase de controlo de deslocamento, o deslocamento lateral no ponto de carregamento (a 1580 mm da base da coluna) foi incrementado de 0,1 mm até ao deslocamento último para as colunas de BA-CM e até aos valores dos *drifts* impostos nos ensaios para as colunas de BA-CC.

## 6.3.2.3 Leis constitutivas dos materiais e da interface entre os materiais

O modelo constitutivo do **betão** utilizado, disponível na biblioteca do programa ATENA3D, consistiu no *CC3NonLinCementitious2*, que combina a plastificação do betão sob compressão e a fissuração do betão sob tracção.

O comportamento não linear do betão no estado de tensão biaxial é descrito pela tensão efetiva ( $\sigma_c^{ef}$ ) e pela extensão uniaxial equivalente ( $\varepsilon^{eq}$ ) (Figura 6.16); este último parâmetro visa eliminar o efeito de Poisson no estado plano de tensão, de forma a que o comportamento biaxial e ortotrópico do betão seja representado pelas curvas de tensão-deformação uniaxiais, facilitando a implementação dos modelos numéricos (Červenka *et al.*, 2018). Neste modelo constitutivo, a resistência ao corte nas fendas é determinada por meio da *Modified Compression Field Theory*.

O comportamento do betão sob tracção sem fissuras é assumido linear-elástico. Após a fissuração, o betão é modelado através do modelo de fissura fictícia (com a energia de fratura e a lei de abertura de fissuras) e da relação tensão-extensão num ponto do material.

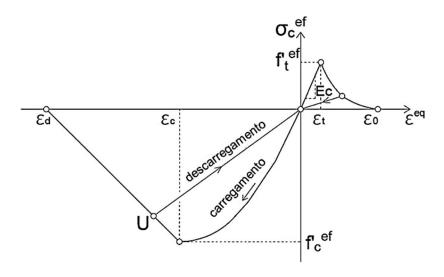


Figura 6.16 – Lei constitutiva tensão efetiva vs. extensão uniaxial equivalente para o betão (adaptado de Červenka *et al.*, 2018)

Com relação ao comportamento do betão sob compressão, o troço ascendente do material sem fissuras é obtido pela recomendação do CEB-FIP (1993). No que diz respeito ao amolecimento, o betão é simulado com um comportamento linearmente descendente baseado na energia dissipada, através do modelo plano de compressão fictícia. Este modelo considera que a rotura por compressão é localizada no plano normal com relação à direção da tensão principal de compressão.

A partir da resistência à compressão cúbica, o programa ATENA propõe valores para os parâmetros que caracterizam o comportamento mecânico do betão. De acordo com a análise da literatura técnica e com os resultados das diversas corridas de calibração, considerou-se adequado manter a maior parte dos valores propostos, por defeito, para alguns parâmetros do programa:  $S_F$  – factor de rigidez de fissura de corte; e – excentricidade de superfície de rotura;  $\beta$  – multiplicador para a direção de fluxo de plasticidade. Em virtude da influência dos demais parâmetros no comportamento pré-pico e pós-pico da carga lateral máxima, após várias simulações, alguns destes parâmetros foram modificados (calibrados), nomeadamente os seguintes:  $c_{ts}$  – efeito tension stiffening;  $r_{c,min}$  – redução da resistência à compressão do betão na direção paralela às fissuras;  $w_d$  – deslocamento plástico do betão na fase de amolecimento; e coeficiente

referente ao modelo de fenda fixa (MFF) a ser adotado. Note-se que na calibração destes parâmetros foram considerados os intervalos usuais de variação mencionados em Costa (2013). Na Tabela 6.4 apresentam-se os valores utilizados para os parâmetros do betão nos modelos.

Tabela 6.4 – Parâmetros do modelo material do betão

$S_F$ [-]	e [-]	β [-]	$c_{ts}$ [-]	$w_d$ [m]	$r_{c,min}$ [-]	<i>MFF</i> [-]
20,0	0,52	0,0	0,02	-0,005	0,8	0,0

Quanto ao comportamento do betão sob solicitação cíclica, o modelo numérico foi calibrado visando que o descarregamento do carregamento lateral fosse direcionado à origem da relação constitutiva, através do factor de descarregamento ( $f_U$ ), que controla a rigidez de fechamento das fissuras (Červenka *et al.*, 2018). Este factor pode variar entre 0,0, que corresponde ao descarregamento para a origem (adotado no modelo numérico – sugerido pelo programa como parâmetro de defeito), a 1,0, que corresponde ao descarregamento com direção paralela à rigidez elástica inicial.

As **armaduras** foram modeladas, individualmente, de forma discreta, através do modelo constitutivo *Reinforcement*, com um elemento finito de barra biarticulada, onde se assume um estado de tensão uniaxial uniforme.

Os modelos apresentados no programa para a modelação das armaduras são: (i) elástico linear; (ii) bilinear sem endurecimento; (iii) bilinear com endurecimento; (iv) multilinear; e (v) modelo não-linear, indicado para ações cíclicas e desenvolvido com base no modelo de Menegotto e Pinto (1973). Dos modelos apresentados, apenas o (i) e o (ii) não foram utilizados na modelação das armaduras das colunas ensaiadas.

Na modelação dos **varões de aço**, foi utilizado o modelo bilinear com endurecimento, enquanto que para os **varões de GFRP e de SS** utilizou-se o modelo multilinear<sup>18</sup>; em todos os casos, foram considerados os valores obtidos nos ensaios de caracterização (*cf.* capítulo 3). Destaca-se que foi admitida a contribuição dos varões de GFRP à compressão, em que a resistência última à compressão, de acordo com os ensaios de caracterização dos varões de GFRP, foi considerado como sendo 50% da resistência última à tracção.

<sup>&</sup>lt;sup>18</sup> Este modelo foi utilizado para os varões de GFRP para simular a ocorrência de uma rotura frágil, pois o modelo elástico-linear deste programa não permite introduzir uma extensão/tensão máxima.

Com relação ao modelo não-linear para **solicitações cíclicas para os varões de aço e de SS** (Figura 6.17), o modelo de Menegotto e Pinto (1973) leva em conta o endurecimento isotrópico, bem como o efeito de Bauschinger. Na Figura 6.17 o índice "r" indica o ponto onde o ciclo inicia e o índice "o" corresponde a um ponto de cedência que teoricamente será atingido durante o descarregamento. O programa ATENA apresenta os seguintes parâmetros de caracterização do comportamento da armadura metálica sob carregamento cíclico: R (que leva em conta o efeito de Bauschinger), C<sub>1</sub> e C<sub>2</sub> (ambos denominados de parâmetros de Menegotto-Pinto, que são determinados em função de dados experimentais de caracterização dos varões sob ações cíclicas).

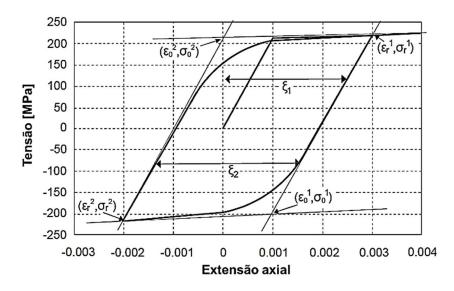


Figura 6.17 – Modelo cíclico da armadura metálica (adaptado de Červenka et al., 2018)

O programa apresenta os seguintes valores padrão de inicialização do modelo e que estão em consonância com os valores presentes na literatura técnica: R = 20,0,  $C_1 = 18,5$  e  $C_2 = 0,15$ . Estes parâmetros têm grande relevância e determinam o formato das curvas de carga e descarga dos varões de aço e de SS sob carga cíclica.

A interação entre os materiais pode ser modelada considerando aderência perfeita ou incluindo uma lei de aderência-escorregamento. A primeira opção foi avaliada como sendo menos adequada e realista (Hasaballa, 2014), principalmente na modelação de estruturas sob carga cíclica; deste modo, foi então adoptada uma lei de aderência-escorregamento para cada um dos tipos de varões utilizados nas colunas simuladas. Relativamente aos varões de aço, foi selecionada a lei de aderência do CEB-FIP (1993), incluída no programa ATENA, em que se considerou varões nervurados, betão confinado e uma aderência de boa qualidade. Para os varões de GFRP e de SS, entretanto,

considerou-se uma lei tensão-escorregamento obtida experimentalmente (para condições de carregamento monotónico, *cf.* capítulo 3).

# 6.3.2.4 Tipos de análises

Para a simulação do comportamento estrutural das colunas, foi efetuada uma análise geometricamente linear, devido às características do sistema de aplicação da carga axial solicitante (carregamento axial alinhado com a corda da coluna), reduzindo os efeitos geométricos de segunda ordem.

Relativamente aos parâmetros de solução não-linear, adotou-se o método de Newton-Raphson Padrão (em virtude da sua rápida convergência), no qual foram considerados os valores dos critérios de convergência fornecidos pelo programa, devido aos eficientes resultados referidos na literatura.

Os modelos não previram explicitamente a rotura das colunas, como se explica a diante. A simulação nos modelos numéricos foi efectuada até o ponto de deslocamento lateral máximo dos ensaios correspondentes.

#### 6.3.3 Resultados e discussão

#### 6.3.3.1 Colunas de BA-CM

A Figura 6.18 compara os comportamentos experimentais e numéricos das colunas S-R-N20-CM, G-R-N20-CM, G-R-N33-CM e G/SS-H2-N20-CM. A Figura 6.19 e a Figura 6.20 mostram as extensões axiais experimentais e numéricas das armaduras longitudinais e transversais destas colunas, respectivamente; nesta últimas figuras, as curvas numéricas têm cores laranja e azul, e legendas com a letra *M*.

A Figura 6.18 mostra que os modelos numéricos exibiram uma boa concordância com os resultados experimentais no que se refere à rigidez à flexão inicial e ao 1º pico de carregamento lateral, destacando-se o fato de que as rigidezes dos modelos serem ligeiramente superiores às das curvas experimentais (como esperado), por conta da não simulação (i) das microfissuras de retração no betão; (ii) de alguma características associadas à fase construtiva (alguns vazios no betão, por exemplo); ou, até mesmo, (iii) de possíveis excentricidades acidentais da carga axial imposta nas colunas ensaiadas.

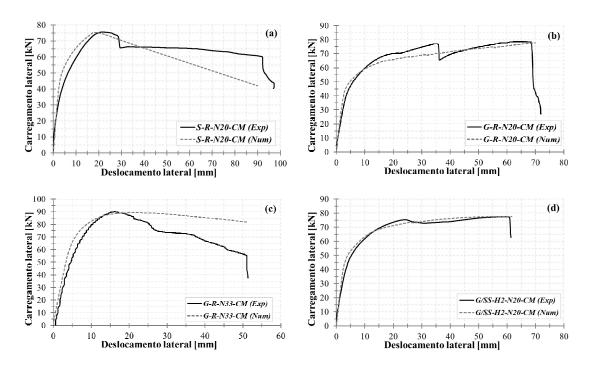


Figura 6.18 – Comparação das curvas experimentais (*Exp*) e numéricas (*Num*) de carregamento lateral *vs.* deslocamento lateral das colunas: (a) S-R-N20-CM; (b) G-R-N20-CM; (c) G-R-N33-CM; e (d) G/SS-H2-N20-CM

Seguidamente, ainda na fase de pré-pico, os modelos simularam com eficiência o comportamento não-linear da secção e a influência, na resistência lateral, dos diferentes tipos de materiais das armaduras longitudinais e do aumento do nível de carga axial.

Por fim, na fase de pós-pico, os modelos numéricos não foram capazes de reproduzir o decaimento súbito da resistência lateral, correspondente ao destacamento do betão de recobrimento, bem como as consequentes roturas das armaduras longitudinais. Isto ocorreu pois o programa não elimina os elementos do betão de recobrimento quando estes atingem a extensão axial de rotura (esmagamento), ou seja, não reduz a área bruta de betão (ainda que seja simulada a fissuração das faces comprimida e tracionada), mantendo alguma contribuição destes elementos na fase de pós-pico, o que não se verificou nas colunas ensaiadas. Por outro lado, como os modelos não simularam o destacamento do recobrimento, também não foram capazes de simular o aumento súbito de tensão nos varões longitudinais nesse lado comprimido da secção transversal — esta limitação dos modelos em simular um fenómeno que é complexo deverá ser objeto de estudos futuros.

As extensões axiais experimentais e numéricas das armaduras longitudinais (Figura 6.19) exibiram valores com razoável similaridade, acima e abaixo da interface coluna-sapata, sobretudo para as colunas G-R-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM.

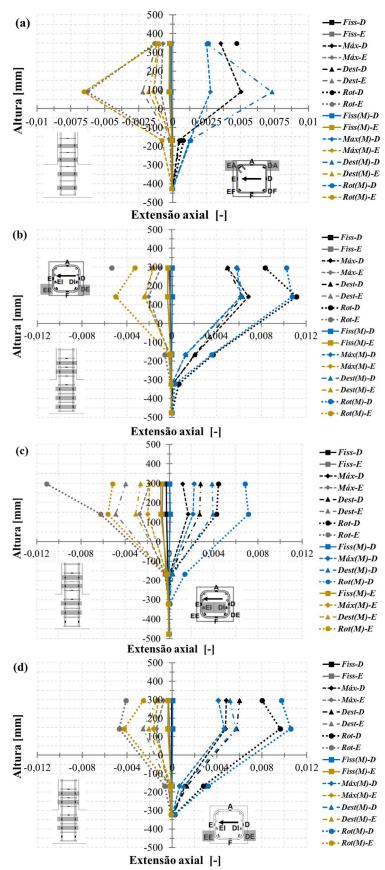


Figura 6.19 – Comparação das curvas experimentais e numéricas altura *vs.* extensão axial das armaduras longitudinais de aço da coluna (a) S-R-N20-CM; e de GFRP das colunas (b) G-R-N20-CM; (c) G-R-N33-CM; e (d) G/SS-H2-N20-CM

Nas demais colunas, nomeadamente nas colunas S-R-N20-CM e G-R-N33-CM, a concordância foi pior, pelas seguintes razões: nos ensaios daquelas colunas (*cf.* capítulo 4), verificou-se maior degradação do betão na região da rótula; nos modelos numéricos, a não reprodução do destacamento do recobrimento (mesmo com uma eficiente calibração da lei de aderência-escorregamento) impediu a correta simulação da influência do aumento do espaçamento entre as cintas de aço, para a coluna de BA-A (S-R-N20-CM), e do nível da carga axial, para a coluna de BA-GFRP (G-R-N33-CM), no comportamento mecânico das armaduras.

Esta limitação na simulação numérica não terá sido determinante para as outras colunas, G-R-N20-CM e G/SS-H2-N20-CM, pois a degradação da região da rótula foi menos expressiva, por conta do (mais) moderado nível de carga axial  $(20\% \cdot A_c \cdot f_c)$  e do menor espaçamento entre as cintas de GFRP (~140 mm).

Nota-se, entretanto, que, em todas as colunas ilustradas na Figura 6.19, os modelos numéricos conseguiram simular adequadamente a maior extensão axial no nível acima da interface coluna-sapata (local de maior inelasticidade da região da rótula), bem como a influência do aumento do nível de carregamento axial no comportamento mecânico das armaduras nas colunas de BA-GFRP-CM.

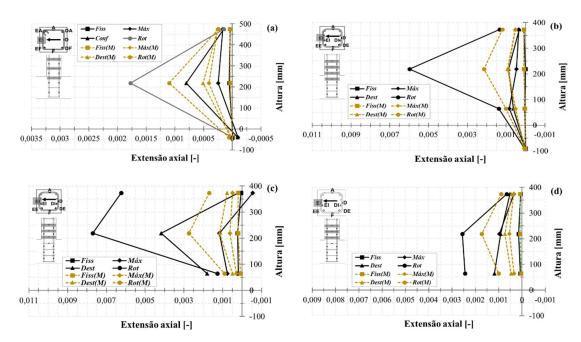


Figura 6.20 – Comparação das curvas experimentais e numéricas altura *vs.* extensão axial das armaduras transversais de aço da coluna (a) S-R-N20-CM; e de GFRP das colunas (b) G-R-N20-CM; (c) G-R-N33-CM; e (d) G/SS-H2-N20-CM

Como se mostra na Figura 6.20, em todas as colunas de BA-CM, as extensões axiais as cintas obtidas pelos modelos numéricos foram inferiores às medidas experimentalmente, em particular, no regime pós-pico. Tal resulta da já referida limitação da simulação do comportamento estrutural das colunas sob flexão composta naquele regime (pós-pico), em virtude da não reprodução do destacamento do recobrimento nos modelos. Contudo, novamente, os modelos conseguiram simular o aumento da extensão axial das cintas no centro da região da rótula, sendo capazes de capturar a expansão do núcleo de betão.

Os comportamentos simulados pelos modelos das colunas de BA-CM no 1º pico de carregamento lateral são apresentados (i) na Figura 6.21, quanto às tensões axiais no betão e às aberturas de fissuras na região da rótula, e (ii) na Figura 6.22, referente às tensões axiais nas armaduras longitudinais e transversais. Os valores de tensões axiais negativas e positivas representam as tensões axiais de compressão e de tracção, respectivamente.

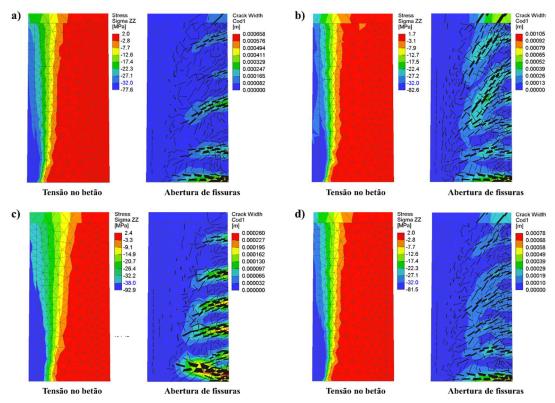


Figura 6.21 – Tensão no betão e abertura de fissuras na região da rótula nos modelos das colunas: (a) S-R-N20-CM; (b) G-R-N20-CM; (c) G-R-N33-CM; e (d) G/SS-H2-N20-CM

Quanto às tensões axiais no betão, nota-se que os modelos atingiram, no 1º pico de carregamento lateral, o valor de resistência à compressão máxima do betão comprimido (valor de tensão na legenda com a cor azul) numa altura acima da interface coluna-sapata (zona inferior com concentração de tensão), na qual se localiza o centro de inelasticidade da rótula, como referido no capítulo 4. O surgimento de tensões de compressão superiores

a  $f_c$  ocorreu, pois, o programa, ao utilizar os pontos de Gauss na integração numérica, extrapola os valores nos nós dos elementos finitos. Ademais, os modelos simularam com eficiência a diminuição da área de betão tracionado (cor vermelha na Figura 6.21) a partir do aumento da carga axial solicitante das colunas de BA-GFRP.

Relativamente à abertura de fissuras<sup>19</sup>, evidencia-se que a coluna G-R-N20-CM exibiu o maior valor máximo ( $\omega=1,05$  mm) dentre as colunas desta subsecção, por conta da reduzida rigidez à flexão, no estado fendilhado (associada, também, ao menor módulo de elasticidade dos varões de GFRP). A coluna G-R-N33-CM, porém, mesmo com semelhanças nalgumas características (rigidez à flexão e lei de aderência) à coluna G-R-N20-CM, apresentou o menor valor máximo de abertura de fissuras ( $\omega=0,26$  mm), devido à menor área de betão tracionado (devido ao maior carregamento axial). A coluna G/SS-H2-N20-CM mostrou um valor máximo de abertura de fissuras próximo do da coluna de S-R-N20-CM, por conta da presença dos varões de SS, que resultou no aumento da rigidez à flexão da secção transversal. Ainda que na Figura 6.21 tenha sido exibida fissuração vertical no betão na face comprimida da secção transversal, como referido acima, os modelos não foram capazes de simular o destacamento do recobrimento.

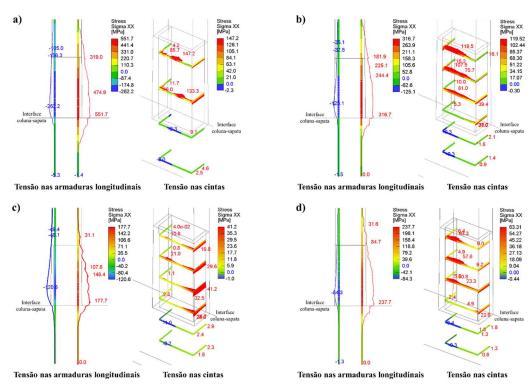


Figura 6.22 – Tensão axial das armaduras longitudinais e das cintas de aço nos modelos da coluna (a) S-R-N20-CM; e de GFRP das colunas (b) G-R-N20-CM; (c) G-R-N33-CM; e (d) G/SS-H2-N20-CM

<sup>&</sup>lt;sup>19</sup> Nos ensaios, não foi possível monitorizar a abertura de fissuras.

Os modelos numéricos permitiram simular a influência dos materiais das armaduras e do aumento do nível de carregamento axial nas tensões axiais de tracção nas armaduras longitudinais (Figura 6.22), resultando no maior e no menor valor para as colunas S-R-N20-CM e G-R-N33-CM, respectivamente. Ademais, os modelos numéricos demonstraram a contribuição dos varões de GFRP na face comprimida da secção transversal, com destaque para a redução da tensão axial em 33% nos varões de GFRP da coluna de BA-G/SS, em relação à coluna G-R-N20-CM, devido à presença dos varões de SS. Por fim, confirmou-se a eficiência da ancoragem das armaduras longitudinais, não obstante não terem dobras no troço inferior da sapata, por meio dos valores muito reduzidos de tensões axiais.

Relativamente às cintas, nota-se que os valores de tensões axiais de tracção ocorreram numa altura superior à interface coluna-sapata, à semelhança das colunas ensaiadas, reproduzindo o aumento do volume do núcleo de betão no centro da região da rótula. Destaca-se que as cintas da coluna G-R-N33-CM exibiram as extensões axiais máximas nos ramos perpendiculares à direção da carga lateral, contrariamente ao ocorrido nas demais colunas, não tendo sido possível uma razão clara para esta diferença.

#### 6.3.3.2 Colunas de BA-CC

Na Figura 6.23<sup>20</sup> e na Figura 6.24 comparam-se os resultados experimentais e numéricos em termos de curvas histeréticas e energia dissipada acumulada, respectivamente, das colunas S-R-N20-CC, G-R-N20-CC, G-R-N33-CC e G/SS-H2-N20-CC.

Como se mostra na Figura 6.23, os modelos exibiram laços histeréticos com valores de rigidez à flexão inicial superiores aos das colunas ensaiadas, à semelhança do ocorrido com as simulações das colunas de BA-CM, como referido e pelas razões já apontadas. Ademais, os modelos das colunas de BA-CC, com exceção do da coluna S-R-N20-CC, apresentaram uma boa concordância com os resultados experimentais, quanto à resistência lateral e às histereses mais estreitas; relativamente a este último aspecto, esta boa concordância verificou-se até à fase de destacamento do recobrimento nas colunas ensaiadas, momento a partir do qual os laços histeréticos se alargaram por comparação

\_

<sup>&</sup>lt;sup>20</sup> A simulação da coluna S-R-N20-CC não seguiu até o último *drift*, pois a redução da resistência (numérica) foi muito pronunciada e não resultaria em adequados dados comparativos de análise da energia dissipada acumulada.

com os dos modelos (ausência da simulação deste fenômeno), como na coluna G-R-N33-CC (Figura 6.23).

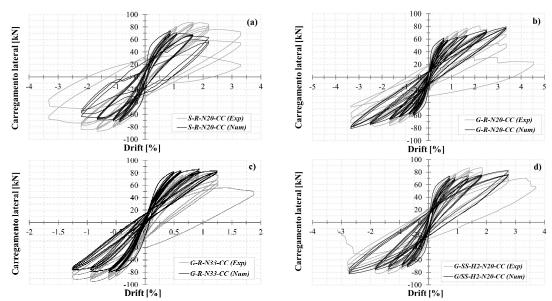


Figura 6.23 – Curvas histeréticas experimentais (*Exp*) e numéricas (*Num*) de carregamento lateral *vs. drift* das colunas: (a) S-R-N20-CC; (b) G-R-N20-CC; (c) G-R-N33-CC; e (d) G/SS-H2-N20-CC

O comportamento distinto da coluna de S-R-N20-CC (Figura 6.23) pode estar relacionado, (i) no tocante ao menor carregamento lateral do modelo, a uma eventual diferença entre as resistências à compressão do betão da coluna ensaiada e dos provetes de caracterização material<sup>21</sup> (utilizada como dado de input do modelo); e (ii) quanto aos laços histeréticos mais alargados, ao destacamento do recobrimento ter ocorrido apenas no 3º *drift* para a coluna ensaiada, enquanto que no modelo, por conta do betão menos resistente, houve uma fissuração mais significativa nos primeiros *drifts*, além da cedência dos varões de A.

Por fim, à semelhança do ocorrido na análise das colunas de BA-CM, os modelos não foram capazes de simular o destacamento do recobrimento e a rotura das armaduras comprimidas nas colunas de BA-CC, pelos mesmos motivos anteriormente referidos.

Em concordância com a Figura 6.23, os modelos das colunas de BA-CC (Figura 6.24) exibiram uma dissipação de energia cumulativa inferior à determinada nos ensaios, com exceção da coluna S-R-N20-CC, pela (provável) maior resistência à compressão do betão da coluna ensaiada quanto à modelada e a não consideração nos modelos do destacamento do recobrimento.

\_

<sup>&</sup>lt;sup>21</sup> Provocada, por exemplo, por eventuais vazios nos provetes utilizados nos ensaios de caracterização.

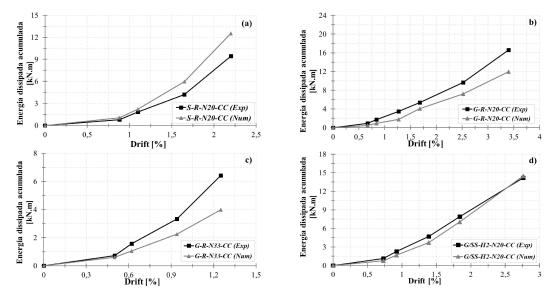


Figura 6.24 – Curvas experimentais (*Exp*) e numéricas (*Num*) de energia dissipada acumulada *vs. drift* das colunas: (a) S-R-N20-CC; (b) G-R-N20-CC; (c) G-R-N33-CC; e (d) G/SS-H2-N20-CC

Da Figura 6.25 à Figura 6.27 mostram-se os resultados numéricos das colunas de BA-CC no 1º ciclo dos *drifts*, quanto às tensões no betão, nas armaduras longitudinais e nas cintas.

À semelhança do ocorrido nas colunas de BA-CM, nota-se na Figura 6.25, que, para elevados valores de *drift*, os modelos numéricos das colunas de BA-CC exibiram significativa fissuração na face comprimida, contudo sem reproduzir o destacamento do recobrimento. A ausência de simulação deste fenômeno prejudicou a adequada aferição das extensões das armaduras longitudinais sob compressão (Figura 6.26), visto que nos modelos a participação dos elementos finitos fissurados do betão de recobrimento continuou a ser considerada na compatibilização das extensões da secção transversal.

Os resultados numéricos referentes às tensões axiais nas armaduras longitudinais de GFRP, ilustrados na Figura 6.26, demonstram, à semelhança das colunas de BA-CM, a eficiência na modelação do comportamento resistente das colunas de BA-GFRP quando considerada a participação dos varões de GFRP sob compressão na resistência da secção transversal. Além disso, os modelos simularam a distribuição das tensões axiais na zona superior no interior das sapatas, como referido no capítulo 5, cuja profundidade foi mais significativa na coluna S-R-N20-CC, em virtude do fenômeno da cedência e do acabamento nervurado dos varões de A. Finalmente, nota-se que foi possível reproduzir o aumento das tensões axiais das armaduras longitudinais numa altura acima e próxima à interface coluna-sapata, em virtude da maior deformação no centro da região da rótula.

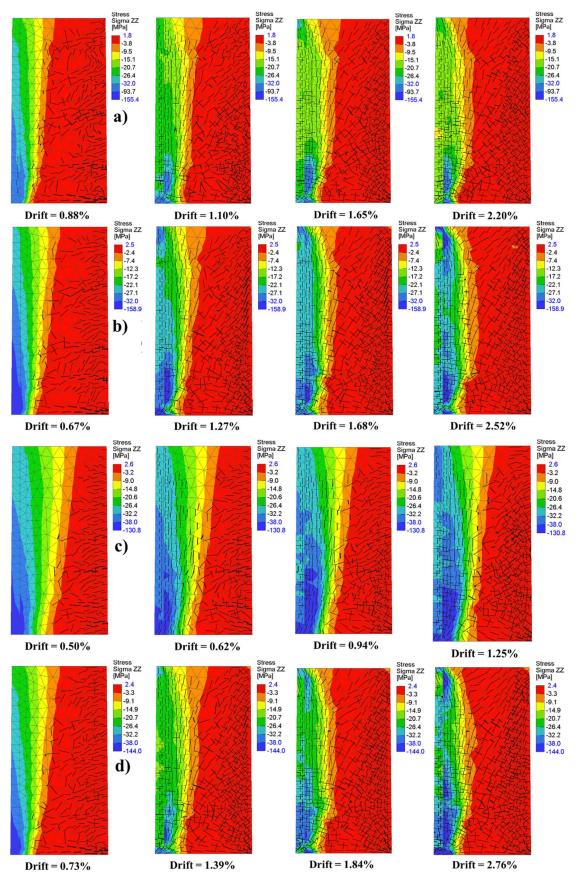


Figura 6.25 – Tensão axial e fissuração do betão da região da rótula no 1º ciclo dos *drifts*, na fase de carregamento, nos modelos das colunas: (a) S-R-N20-CC; (b) G-R-N20-CC; (c) G-R-N33-CC; e (d) G/SS-H2-N20-CC

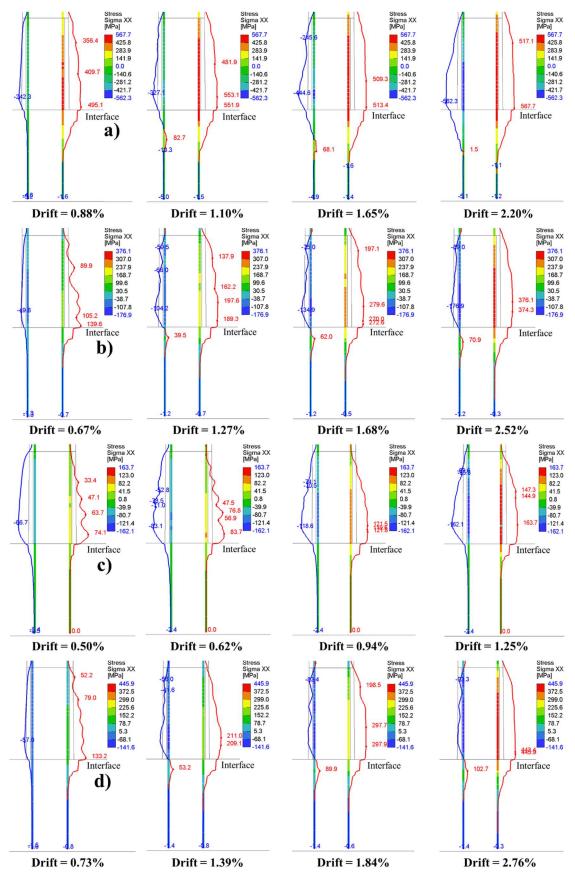


Figura 6.26 – Tensão axial, no 1º ciclo dos *drifts* na fase de carregamento, das armaduras longitudinais de aço nos modelos da coluna (a) S-R-N20-CC; e de GFRP nos modelos das colunas (b) G-R-N20-CC; (c) G-R-N33-CC; e (d) G/SS-H2-N20-CC

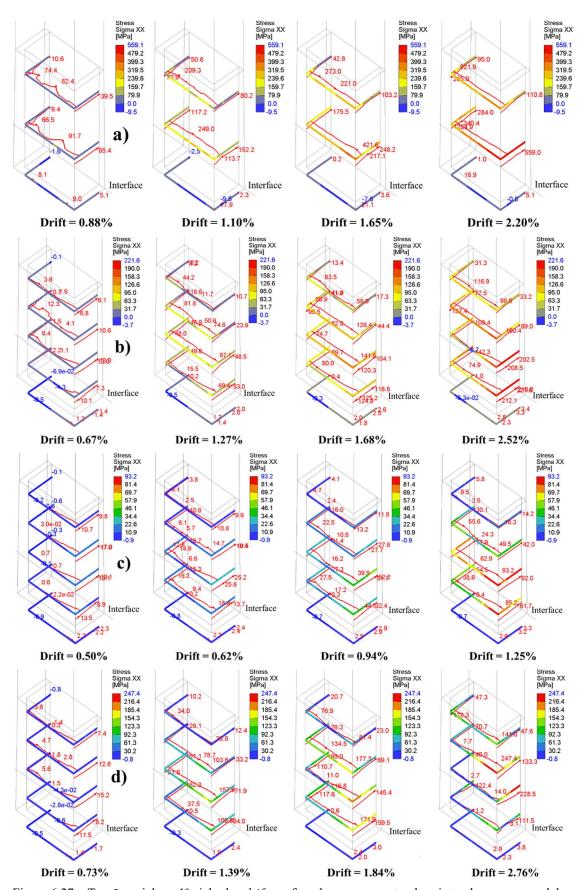


Figura 6.27 – Tensão axial, no 1º ciclo dos *drifts* na fase de carregamento, das cintas de aço nos modelos da coluna (a) S-R-N20-CC; e de GFRP nos modelos das colunas (b) G-R-N20-CC; (c) G-R-N33-CC; e (d) G/SS-H2-N20-CC

No que tange à simulação do comportamento resistente das cintas de GFRP, mostrado na Figura 6.27, os valores máximos das tensões axiais ocorreram, em sua maioria, nos ramos das cintas paralelos à direção de aplicação do carregamento lateral nos últimos *drifts* aplicados, em virtude do elevado nível de deslocamento/carga lateral. Desta feita, os modelos numéricos não foram capazes de simular explicitamente o destacamento do betão do recobrimento; por este motivo, as tensões das cintas foram inferiores às medidas experimentalmente, tal como referido na análise dos resultados da Figura 6.20.

Não obstante esta predominância, na Figura 6.27, nota-se que as moderadas tensões axiais nos outros ramos (transversais à direção de aplicação do carregamento lateral) resultaram da resposta à aplicação do carregamento axial, que ocasionou a expansão limitada do núcleo de betão, na presença do betão de recobrimento (mesmo após o pico de carga lateral). Esta contribuição foi menor para as cintas da coluna G-R-N33-CC, em virtude do elevado nível de carregamento axial, que incrementou a área de betão comprimido e, como consequência, a participação dos mecânicos resistentes ao corte, reduzindo a contribuição das cintas de GFRP, como referido no capítulo 5.

### 6.3.3.3 Modelação numérica da coluna de BA-G/SS com armadura hibridizada

Como discutido anteriormente, os resultados experimentais da coluna G/SS-H2-N20-CC (e das demais colunas de BA-G/SS) não estiveram completamente de acordo com o esperado na fase de dimensionamento, nomeadamente quanto à dissipação de energia. Isto ocorreu devido ao fato de os varões de SS não terem desenvolvido um comportamento resistente com significativos valores de extensão axial à tracção, impedindo que se explorasse a fase plástica do seu comportamento, antes da rotura dos varões de GFRP à compressão.

O estudo analítico (apresentado na secção 6.2) permitiu demonstrar que a utilização de varões longitudinais de SS com valores inferiores de extensão de cedência equivalente ( $\varepsilon_{ss0,2}$ ) (relativamente à dos varões efetivamente utilizados nas colunas de BA-G/SS ensaiadas), bem como uma redução do espaçamento entre as cintas de GFRP (aumentando o confinamento e, com isso, a extensão de rotura do betão à compressão), resultaria num comportamento com maior plasticidade, como pretendido. Assim, na presente subsecção, apresenta-se um conjunto de simulações adicionais com diferentes configurações da coluna G/SS-H2-N20 (total de 6 modelos numéricos), em que se adotou varões longitudinais de SS com  $\varepsilon_{ss0,2}$  diminuída de 5,5‰ (utilizada nas colunas ensaiadas)

para 3,5‰, e uma redução do espaçamento entre as cintas de GFRP de 140 mm para 70 mm.

Para a construção destes modelos numéricos, convém destacar que o programa apresentou como principal limitação a não reprodução do destacamento do betão de recobrimento (redução da área da secção transversal bruta), resultando na incapacidade de simular convenientemente a atividade de confinamento do núcleo de betão pelas cintas e os modos de rotura dos varões de GFRP sob compressão. A análise numérica dos laços histeréticos dos modelos da coluna G/SS-H2-N20 consistiu na verificação do ganho na dissipação de energia a partir do incremento da área das histereses.

Na Tabela 6.5 descreve-se as características do conjunto de modelos numéricos construídos para avaliar o desempenho resistente para as diversas configurações da coluna G/SS-H2-N20. As configurações da coluna G/SS-H2-N20 sob carregamento lateral monotónico (-CM) foram construídas com vista a determinar um *drift* de referência para as colunas de BA-G/SS com as mesmas características e sob carregamento lateral cíclico (-CC), de acordo com o método referido no capítulo 3. Para a modelação numérica do comportamento das colunas G/SS-H2-N20, foi adoptado o mesmo protocolo de controlo de carregamento axial e de deslocamento lateral aplicado na coluna original.

Tabela 6.5 – Características dos modelos numéricos da coluna G/SS-H2-N20

Modelos numéricos	Tipo de varão de SS	s [mm]	Tipo de carregamento
G/SS-H2-N20-CC-O	1	140	Cíclico
G/SS-H2-N20-CC-ex3,5	2	140	Cíclico
G/SS-H2-N20-CM-s70	1	70	Monotónico
G/SS-H2-N20-CC-s70	1	70	Cíclico
G/SS-H2-N20-CM-s70-ex3,5	2	70	Monotónico
G/SS-H2-N20-CC-s70-ex3,5	2	70	Cíclico

Legenda: O – Modelo numérico da coluna G/SS-H2-N20-CC calibrado com as características originais da coluna ensaiada; ex– extensão axial de cedência equivalente dos varões de SS; s – espaçamento entre as cintas de GFRP; Tipos dos varões de SS – [1] varões de SS com  $\varepsilon_{ss0,2} = 5,5\%$  e [2] varões de SS com  $\varepsilon_{ss0,2} = 3,5\%$ 

Os resultados do conjunto de modelos numéricos com diferentes configurações da coluna G/SS-H2-N20 em termos de carregamento lateral *vs. drift* e energia dissipada acumulada *vs. drift* são ilustrados na Figura 6.28 e na Figura 6.29, respectivamente.

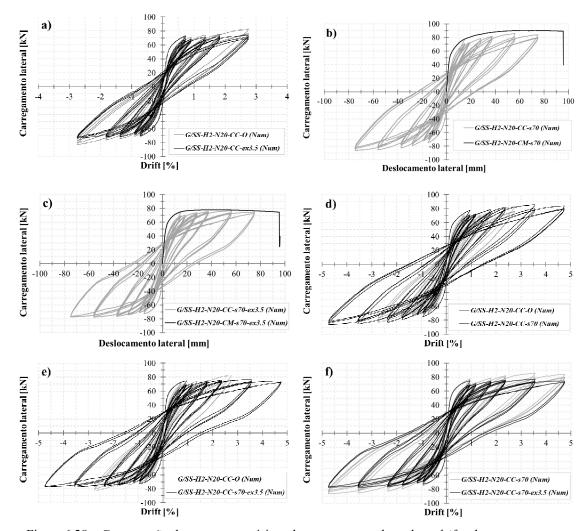


Figura 6.28 – Comparação das curvas numéricas de carregamento lateral *vs. drift* e de carregamento lateral *vs.* deslocamento lateral das diferentes configurações da coluna G/SS-H2-N20

Nota-se que a redução da  $\varepsilon_{ss0,2}$  das armaduras de SS na coluna G/SS-H2-N20-CC-ex3.5, para um mesmo valor de *drift* de referência da coluna original G/SS-H2-N20-CC-O, não resultou num significativo aumento da área dos laços histeréticos (Figura 6.28a), em virtude das deformações dos varões longitudinais de SS com  $\varepsilon_{ss0,2} = 3,5\%$  terem sido pouco incrementadas para este nível de deslocamento lateral máximo.

Com a redução do espaçamento entre as cintas de GFRP (coluna G/SS-H2-N20-CC-s70), também conjugada com a utilização dos varões longitudinais de SS com menor  $\varepsilon_{ss0,2}$  (coluna G/SS-H2-N20-CC-s70-ex3.5), os modelos numéricos sob CM exibiram um maior deslocamento lateral máximo, que permitiu a aferição de um maior *drift* de referência para as colunas sob CC, cujos laços histeréticos simulados apresentaram valores de resistência lateral inferiores aos das respectivas curvas monotónicas, como verificado na Figura 6.28b e na Figura 6.28c. Este ganho de deslocamento lateral era

esperado, em virtude do aumento da capacidade de deformação do núcleo de betão, melhor confinado pelas cintas de GFRP.

Comparando as colunas G/SS-H2-N20-CC-s70 e G/SS-H2-N20-CC-s70-ex3.5 com a coluna original ilustrada na Figura 6.28d e na Figura 6.28e, respectivamente, nota-se que houve um incremento na área dos laços histeréticos, por conta do maior valor de *drift* de referência (que foi igual para ambas as primeiras colunas) e das significativas deformações de tracção nos varões de SS (anterior à rotura dos varões de GFRP); contudo, também se evidencia que os ganhos nestas colunas ocorreram com níveis de deformações permanentes, na fase de descarregamento, muito próximos dos da coluna G/SS-H2-N20-CC-O (com a exceção do último *drift*), como demonstrado na Figura 6.28f.

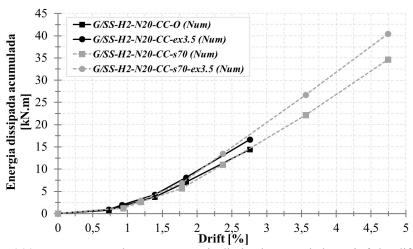


Figura 6.29 – Comparação das curvas energia dissipada acumulada *vs.drift* das diferentes configurações da coluna G/SS-H2-N20

Relativamente à energia dissipada acumulada em cada configuração da coluna G/SS-H2-N20, nota-se que, apenas com a redução da  $\varepsilon_{ss0,2}$  dos varões longitudinais de SS, a coluna G/SS-H2-N20-CC-ex3.5 exibiu, para o último *drift* (2,75%), um incremento de 15% na dissipação de energia em relação à coluna G/SS-H2-N20-CC-O (ambas com o mesmo *drift* de referência), pelo motivo acima referido.

Os comportamentos das curvas das configurações G/SS-H2-N20-CC-s70 e G/SS-H2-N20-CC-s70-ex3.5 são semelhantes, para um mesmo nível de *drift*, aos das suas respectivas configurações com maior espaçamento entre as cintas de GFRP (e diferentes *drifts* de referência); tal reflecte, novamente, a incapacidade de os modelos numéricos simularem o destacamento do recobrimento. Contudo, estas configurações, nos dois últimos níveis de *drifts*, apresentaram significativos acréscimos na dissipação de energia, devido ao incremento na deformabilidade destes elementos estruturais com a secção

transversal melhor confinada; a coluna G/SS-H2-N20-CC-s70-ex3.5 exibiu um desempenho superior, em virtude da mais eficiente capacidade de deformação plástica dos varões de SS com reduzido valor de  $\varepsilon_{SS0,2}$ .

Portanto, a partir da análise das diferentes configurações da coluna G/SS-H2-N20, confirma-se a potencial aplicação estrutural da hibridização da armadura longitudinal, combinando varões de GFRP e de SS, desde que seja garantido que os varões longitudinais de SS desenvolvem significativa deformação plástica anterior à rotura dos varões de GFRP sob compressão. Este comportamento pode ser assegurado nas colunas de BA-G/SS, através de alguns procedimentos:

- (i) Redução do espaçamento entre as cintas de GFRP, garantindo um eficiente confinamento do núcleo de betão e, consequentemente, um incremento na capacidade de deformação do betão confinado;
- (ii) Utilização de varões longitudinais de SS que assegurem um reduzido valor de extensão de cedência equivalente, a fim de que os varões desenvolvam deformações plásticas frente aos significativos deslocamentos laterais;
- (iii) Emprego de varões longitudinais de GFRP com maiores valores de extensões axiais de rotura à compressão, permitindo uma maior exploração do comportamento plástico (em tracção) dos varões longitudinais de SS;
- (iv) Aumento da resistência do betão à compressão (redução da tensão axial máxima em serviço), visando o retardamento da delaminação do recobrimento, o que resultaria num impedimento da rotura dos varões longitudinais de GFRP sob compressão para *drifts* com reduzidos valores.

### 6.4 Considerações finais

Neste capítulo, foi apresentado um estudo analítico e um estudo numérico sobre o comportamento estrutural das colunas ensaiadas anteriormente, sob cargas monotónicas e cíclicas. No estudo analítico, foram analisados os diagramas de interação *N-M*, em comparação com os resultados experimentais das colunas de BA-C e de BA-CM; no estudo numérico, os resultados das simulações com modelos de elementos finitos tridimensionais foram comparados com os resultados experimentais das colunas de BA-CM e de BA-CC, a partir das curvas carregamento lateral *vs. drift* e das curvas de dissipação de energia acumulada.

Quanto ao estudo analítico das colunas de BA-C e de BA-CM, concluiu-se que:

- (i) Os resultados analíticos exibiram boa concordância em relação aos resultados experimentais, tendo sido considerada nos modelos a contribuição dos varões de GFRP em compressão para a resistência da secção transversal.
- (ii) As resistências laterais das colunas de BA-GFRP podem ser equivalentes às das colunas de BA-A, desde que sejam adequadamente consideradas as características mecânicas e a participação dos varões de GFRP comprimidos, com vista a uma mesma resistência à flexão da secção transversal com varões de aço.
- (iii) Os diagramas de interação das colunas de BA-GFRP e de BA-G/SS são controlados, exclusivamente, pelo esmagamento do betão sob compressão; no caso das colunas de BA-G/SS, destaca-se o surgimento nestes diagramas de um ponto de transição, a partir do qual os varões de SS desenvolvem a resistência mecânica em regime elástico ou plástico.

Quanto ao estudo numérico das colunas de BA-CM e de BA-CC, concluiu-se que:

- (i) Os modelos numéricos simularam com boa concordância o comportamento estrutural pré-pico de carga, tanto das colunas de BA-CM como das colunas de BA-CC, em termos de rigidez à flexão inicial, comportamento não-linear da secção e resistência lateral máxima. Esta eficiência na fase de pré-pico de carga foi igualmente comprovada no que se refere à reprodução da influência dos diferentes tipos de materiais da armadura longitudinal e do aumento do nível de carregamento axial solicitante.
- (ii) Para a fase pós-pico das colunas de BA-CM e de BA-CC, os modelos numéricos não reproduziram o destacamento do betão de recobrimento, não permitindo por isso capturar o decaimento da resistência lateral (e consequente atividade de confinamento das cintas), a rotura das armaduras longitudinais comprimidas e o alargamento dos laços histeréticos (neste último caso, para as colunas de BA-CC).
- (iii) As extensões axiais das armaduras longitudinais e transversais calculadas para as colunas de BA-CM e de BA-CC, na fase pós-pico, foram afetadas pela incapacidade dos modelos em simularem o destacamento do recobrimento, principalmente para as colunas com maior espaçamento entre as cintas e com maior nível de carregamento axial. Contudo, os modelos simularam o aumento das extensões axiais no centro da rótula, onde se desenvolveu maior inelasticidade e expansão do núcleo de betão.

(iv) O desenvolvimento de uma maior atividade plástica nas colunas de BA-G/SS-CC pode ocorrer por meio da redução das características resistentes dos varões de SS (em particular da extensão de cedência equivalente), combinado com um mais reduzido espaçamento entre as cintas de GFRP e um betão mais resistente, o que resultaria num comportamento plástico mais expressivo dos varões de SS anterior à rotura dos varões de GFRP sob compressão.

# PARTE IV: CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTUROS

### **CAPÍTULO 7**

### CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 7.1 Conclusões

A utilização do material FRP como armadura interna em estruturas de betão armado (BA) tem-se constituído como uma alternativa concreta para a construção de elementos estruturais sujeitos a ambientes de maior agressividade. No caso de vigas e lajes armadas com varões em FRP, os códigos normativos internacionais já prevêm a sua utilização e fornecem regras/recomendações para o seu dimensionamento. Quanto à aplicação de armaduras em FRP em elementos estruturais sob compressão, algumas recomendações presentes naqueles códigos ainda apontam no sentido de evitar ou ignorar a contribuição daqueles varões para a resistência das secções. Estas recomendações encontram suporte nas características dos varões em FRP, que são intrinsecamente menos resistentes à compressão do que à tracção, e, sobretudo, no reduzido número de pesquisas em colunas de betão armado com varões em GFRP (BA-GFRP), em comparação com as pesquisas em colunas de betão armado com varões de aço (BA-A); no que se refere ao comportamento de colunas de BA-GFRP sob cargas laterais, monotónicas (BA-GFRP-CM) e cíclicas (BA-GFRP-CC), que são particularmente relevantes em zonas sísmicas, o número de estudos é particularmente limitado. Contudo, os (poucos) trabalhos realizados neste domínio apontam para algum potencial das colunas de BA-GFRP em termos de resistência lateral e de ductilidade, desde que garantido um eficiente confinamento do núcleo de betão.

Neste sentido, o principal objetivo desta tese consistiu em avaliar o comportamento resistente de colunas de betão armadas com varões longitudinais em GFRP e com armadura longitudinal hibridizada, combinando varões de GFRP e varões de SS, em ambos os casos com cintas fechadas em GFRP; no caso da armadura hibridizada (colunas BA-G/SS), pretendeu-se incrementar a capacidade de dissipação de energia em relação às colunas de BA-GFRP. Assim, os elementos estruturais da campanha experimental foram sujeitos a compressão axial concêntrica e a flexão composta com compressão, sob carregamento monotónico (-CM) e cíclico (-CC).

A presente pesquisa foi organizada nas seguintes três vertentes: (i) ensaios em colunas de betão armado sob compressão axial concêntrica e ensaios em colunas de betão armado sob carregamento lateral monotónico; (ii) ensaios em colunas de betão armado sob carregamento lateral cíclico; e (iii) simulação analítica e numérica do comportamento das colunas de betão armado sob carregamento lateral (monotónico e cíclico). As conclusões específicas obtidas em cada uma destas vertentes são explanadas nas subsecções seguintes.

Em termos mais gerais, a partir da análise dos resultados experimentais, analíticos e numéricos, os estudos das colunas de BA-GFRP e de BA-G/SS resultaram nas seguintes conclusões principais:

- (i) A contribuição dos varões de GFRP sob compressão para o comportamento resistente das colunas de BA pode ser considerada, independentemente da solicitação imposta (compressão pura ou flexão composta, monotónica e cíclica); para este efeito, no dimensionamento da secção transversal aos estados limites últimos, deve-se garantir que a rotura ocorre por esgotamento da capacidade resistente do betão à compressão e, por outro lado, que a região da possível rótula inelástica exibe um núcleo de betão bem confinado.
- (ii) A hibridização da armadura longitudinal, combinando varões de GFRP e varões de SS, apresenta uma potencial aplicação estrutural em termos de capacidade de resistência, de ductilidade e de dissipação de energia, neste último caso envolvendo uma reduzida deformação permanente das colunas. Para este tipo de solução construtiva com armadura hibridizada, e para maximizar estes aspectos do seu comportamento, é necessário explorar a plasticidade nos varões SS; para tal, devem (i) ser consideradas as características específicas dos materiais constituintes da secção transversal utilizando SS com reduzido valor de extensão de cedência equivalente, conciliando com a utilização de varões de GFRP e betão com elevadas resistências à compressão e, novamente, (ii) garantir-se que a região da possível rótula inelástica exiba um núcleo de betão bem confinado.

# 7.1.1 Colunas de betão armado sob compressão axial concêntrica e sob carregamento lateral monotónico

Os ensaios de caracterização dos materiais (*cf.* capítulo 3), que precederam os ensaios das colunas de BA, permitiram obter informações sobre os materiais, com destaque para os varões de GFRP utilizados nas cintas e nas armaduras longitudinais, salientando-se: (i) a

resistência à tracção da região dobrada das cintas, igual a 28% da resistência à tracção do seu troço reto; (ii) a resistência à compressão das armaduras longitudinais, igual a 50% da sua resistência à tracção; e (iii) o módulo de elasticidade à compressão, igual ao módulo de elasticidade à tracção. Estes resultados confirmam a informação disponível na literatura técnica (*e.g.* Deitz *et al.*, 2003).

Os ensaios experimentais das colunas de BA-C (*cf.* capítulo 4) mostraram que a capacidade resistente da secção transversal das diferentes colunas dependeu, maioritariamente, do comportamento do betão à compressão.

Nos ensaios experimentais das colunas de BA-CM (*cf.* capítulo 4), com armadura apenas em GFRP, o comportamento mecânico destes varões longitudinais sob compressão, na região da rótula, atingiu valores de extensões/tensões da mesma ordem de grandeza dos desenvolvidos nos ensaios de caracterização dos varões à compressão uniaxial; aqueles valores máximos foram superiores na coluna com maior nível de carregamento axial, por conta de uma reduzida delaminação do betão de recobrimento, que poderá ter favorecido algum confinamento lateral dos varões de GFRP.

Relativamente às colunas de BA-G/SS-CM, a hibridização da armadura longitudinal, combinando varões de GFRP e de SS, promoveu uma redução mais suavizada do carregamento lateral após o destacamento do betão de recobrimento, seguido de uma relevante manutenção da resistência, por conta da presença dos varões de SS (que possuem elevada rigidez e boa aderência ao betão), para o que também contribuiu o eficiente confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP (evidente sobretudo nas colunas com menor carregamento axial).

Outrossim, o confinamento do núcleo de betão nas colunas de BA-G/SS-CM, sob elevado nível de carregamento axial, constitui um fator determinante para o desenvolvimento de deformações plásticas nos varões de SS e, consequentemente, para a maior ductilidade destes elementos estruturais, por conta do retardamento da rotura dos varões de GFRP sob compressão.

Finalmente, no que tange à aferição do nível de ductilidade das colunas de BA-CM, o índice de ductilidade pelo critério de energia mostrou-se mais eficiente em relação ao índice de deformabilidade, em virtude deste segundo índice considerar os parâmetros das curvas carga vs. deslocamento que reflectem o comportamento estrutural global.

### 7.1.2 Colunas de betão armado sob carregamento lateral cíclico

Os ensaios experimentais das colunas de BA-CC (*cf.* capítulo 5) demonstraram que, em comparação à coluna de BA-A-CC, as colunas armadas apenas com varões de GFRP exibiram uma relevante dissipação de energia em direta dependência com a atividade de confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP; tal resultou no incremento do carregamento lateral, após o destacamento do recobrimento, e numa redução de rigidez mais gradual, sendo que a capacidade de deformação lateral da coluna de BA-GFRP-CC foi próxima à das colunas de BA-GFRP-CM.

Relativamente às colunas de BA-G/SS-CC, a deformação plástica dos varões de SS ficou restrita aos últimos níveis de *drifts*, em virtude da elevada extensão de cedência equivalente dos varões de SS utilizados na campanha experimental e da rotura prematura dos varões de GFRP sob tensões axiais de compressão inferiores às obtidas nos ensaios de compressão uniaxial, neste último caso, na quase totalidade das colunas.

#### 7.1.3 Estudo analítico e numérico das colunas de BA

O estudo analítico das colunas de BA-C e de BA-CM (*cf.* capítulo 6) exibiram boa concordância com os resultados experimentais, uma vez considerada a contribuição dos varões de GFRP sob compressão para a resistência da secção transversal.

Quanto às colunas de BA-GFRP e BA-G/SS, ficou demonstrado, a partir dos diagramas de interação, e para a geometria e tipos de materiais considerados, que os comportamentos resistentes das colunas com este tipo de secções transversais são controlados, exclusivamente, pela rotura do betão sob compressão. Neste sentido, as colunas de BA-G/SS exibiram uma restrita porção do diagrama de resistência (para níveis de carregamento axial próximos de 25% da carga axial última) na qual os varões de SS desenvolvem um comportamento plástico; porém, mostrou-se que esta percentagem pode ser incrementada com a utilização de varões de SS com menores valores da extensão de cedência equivalente.

Relativamente ao estudo numérico de colunas de BA-GFRP-CC e de BA-G/SS-CC (cf. capítulo 6), os resultados apresentaram eficiente consonância com os experimentais até ao 1º pico de carga lateral, em termos de rigidez, resistência e extensões axiais das armaduras longitudinais. Nestes modelos, foram considerados: (i) a contribuição dos varões de GFRP sob compressão para a resistência da secção transversal; (ii) o mesmo

valor de módulo de elasticidade à compressão e à tracção dos varões de GFRP; e (iii) as leis de aderência-escorregamento experimentais dos varões de GFRP e de SS.

As limitações do programa utilizado, quanto à simulação do fenómeno (complexo) de destacamento do betão de recobrimento, impediram uma adequada reprodução do comportamento resistente na fase pós-pico de carregamento lateral, em termos de: (i) confinamento do núcleo de betão; (ii) dissipação de energia; e (iii) rotura das armaduras longitudinais.

Finalmente, os resultados da modelação numérica das colunas de BA-G/SS com diferentes configurações mostraram que a utilização de varões longitudinais de SS com reduzida extensão de cedência equivalente (nomeadamente, em comparação com a armadura utilizada na campanha experimental) permite uma mais expressiva plastificação destes varões e uma significativa dissipação de energia. Como referido acima, para promover este efeito, é também aconselhável explorar: (i) o eficiente confinamento do núcleo de betão pelas cintas de GFRP; (ii) uma (mais) elevada resistência à compressão do material GFRP; e (iii) uma (mais) elevada resistência à compressão do betão.

### 7.2 Desenvolvimentos futuros

Nesta subsecção são elencadas algumas propostas gerais de trabalhos futuros, a partir das conclusões e recomendações acima referidas, relativamente aos elementos estruturais de betão armado com varões de FRP e com armadura longitudinal hibridizada, combinando varões de FRP e varões de SS:

- (i) Estudo da aderência entre betão e varões de GFRP, com diferentes tipos de acabamento superficiais (com areia, nervurados e com fibras enroladas de forma helicoidal), sob carregamento cíclico;
- (ii) Estudo experimental e numérico do comportamento resistente de colunas de BA-GFRP e BA-G/SS sujeitas a carregamento lateral cíclico biaxial, sob diferentes níveis de carregamento axial;
- (iii) Estudo experimental, numérico e analítico do comportamento resistente de ligações viga-pilar de BA-G/SS com possíveis pormenorizações de armaduras, diferentes taxas de armadura transversal em GFRP e sujeitas a carregamento lateral monotónico e cíclico;

- (iv) Estudo do comportamento resistente de estruturas porticadas de BA-GFRP e de BA-G/SS, com diferentes taxas de hibridização, sujeitas a acções sísmicas de diferentes tipos, simuladas em mesa sísmica;
- (v) Estudo experimental, numérico e analítico de colunas de BA com varões longitudinais de polímero reforçado com fibras de basalto (BFRP) (em grande desenvolvimento nos anos mais recentes, e com algumas vantagens potenciais face aos varões de GFRP) sob carregamento lateral monotónico e cíclico, e diferentes níveis de carregamento axial;
- (vi) Estudo numérico do comportamento resistente de colunas de BA-GFRP e de BA-G/SS sob carregamento lateral monotónico e cíclico, com enfoque na simulação do destacamento do betão de recobrimento e na fase de pós-pico de carregamento lateral, considerando as leis de aderência sob carregamento cíclico dos varões de GFRP;
- (vii) Desenvolvimento de modelos constitutivos de betão confinado por cintas de GFRP com diferentes configurações;
- (viii) Definição de coeficientes de comportamento no projeto de estruturas de BA-GFRP sujeitas à ação sísmica, por meio da avaliação comparativa entre os níves de ductilidade requeridos e os disponíveis neste tipo de estruturas;
- (ix) Análise da influência do nível de carregamento axial na ductilidade disponível das colunas de BA-GFRP e o estabelecimento de níveis limites (consoante determinados requisitos de ductilidade) para aplicação em zonas sísmicas;
- (x) Estudo experimental e numérico do comportamento ao fogo de vigas e lajes de BA-G/SS com diferentes taxas de hibridização da armadura longitudinal.

## REFERÊNCIAS

ACI 318-14, A.C.I. Building code requirements for structural concrete. *American Concrete Institute*, 2014.

ACI 374.1-05, A.C.I. Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary. *American Concrete Institute*, 2005.

ACI 440.1R-06, A.C.I. Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars. *American Concrete Institute*, 2006.

ACI 440.1R-15, A.C.I. Guide for the design e construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars. *American Concrete Institute*, 2015.

ACI 440.3R-04, A.C.I. Guide test methods for fiber-reinforced polymer (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete structures. *American Concrete Institute*, 2004.

ACI 440.3R-12, A.C.I. Guide test methods for Fiber-Reinforced Polymer (FRP) composistes for reinforcing or strengthening concrete and masonry structures. *American Concrete Institute*, 2012.

Adbella, K. Inversion of a full-range stress-strain relation for stainless steel alloys. *International Journal of Non-Linear Mechanics, Issue 1, Vol 1, pp 456-463*, 2006.

Afifi, M.M.Z.M. Behavior of circular concrete columns reinforced with FRP bars and stirrups. *PhD. Thesis, Université de Sherbroke*, 2013.

Afifi, M.Z., Mohamed, H.M. e Benmokrane, B. Axial capacity of circular concrete reinforced with GFRP bars and spirals. *Journal of Composites for Construction, Vol 18, Issue 1, pp (04013017) 1-11*, 2013.

Aiello, M.A. e Ombres, L. Structural performances of concrete beams with hybrid (fiber-reinforced polymer-steel) reinforcements. *Journal of Composites for Construction, Vol 6, Issue 2, pp 133-140*, 2002.

AlAjarmeh, O.S. et al. Novel testing and characterization of GFRP bars in compression. *Construction and Bulding Materials, Vol 225, Issue 1, pp 1112-1126*, 2019.

Ali, M.A.M. Seismic performance of rectangular GFRP-reinforced concrete columns. *PhD Thesis, University of Manitoba*, 2015.

Ali, M.A. e El-Salakawy, E. Seismic performance of GFRP-reinforced concrete rectangular columns. *Journal of Composites for Construction, Vol 20, Issue 3, pp* (04015074) 1-12, 2016.

ASCE. A comprehensive assessment of America's insfrastructure. Report Card for America's Infrastructures, American Society of Civil Engineers, 2021.

ASTM A955, A.S.T.M. Standard specification for deformed and plain stainless steel ars for concrete reinforcement. *American Society for Testing and Materials*, 2009.

ASTM D7205, A.S.T.M. Standard test method for tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composite bars. *American Society for Testing and Materials*, 2006.

ASTM D7617, A.S.T.M. Standard test method for transverse shear strength of fiber-reinforced polymer matrix composite bars. *American Society for Testing and Materials*, 2017.

ASTM D7913, A.S.T.M. Standard test method for bond strength of fiber-reinforced polymer matrix composite bars to concrete by pullout testing. *American Society for Testing and Materials*, 2014.

ASTM D7914, A.S.T.M. Standard test method for strength of Fiber Reinforced Polymer (FRP) bend bars in bend locations. *American Society for Testing and Materials - ASTM*, 2014.

Attard, M.M. e Foster, S.J. Static ductility of high strength concrete columns under eccentric loading. *International Symposium on Utilization of High Strength/High-Performance Concrete*, 1996.

Azevedo, A.S., Firmo, J.P., Correia, J.R. e Tiago, C. Influence of elevated temperatures on the bond behavior between concrete and NSM-CFRP strips. *Cement and Concrete Composites, Vol* 111, *Issue* 1, pg 1-13, 2020.

Bae, S. Seismic performance of full-scale reinforced concrete columns. *PhD Thesis*, *University of Texas*, 2005.

Bank, L.C. Composites for construction: structural design with FRP materials. John Wiley & Sons, 2006.

Billah, A.H.M.M. e Alam, M.S. Seismic performance of concrete columns reinforced with hybrid shape memory alloy (SMA) and fiber reinforced polymer (FRP) bars. *Construction and Building Materials, Vol 28, Issue 1, pp 730-742*, 2012.

Budiansky, B. e Fleck, N.A. Compressive failure of fibre composites. *Journal of Mechanics and Physics of Solids, Vol. 41, Issue 1, pp. 183-211*, 1993.

CAN/CSA-S6-06. Canadian Highway Bridge Design Code. *Canadian Standards Association*, 2006.

CAN/CSA-S806, C.S.A. Design and construction of building structures with fibre reinforced polyers. *CSA*, *Rexdale*, *ON*, *USA*, 2012.

Castro, H., Rodriguez, C., Belzunce, F.J. e Canteli, A.F. Mechanical properties and corrosion behaviour of stainless steel reinforcing bars. *Journal of Materials Processing Technology, Vol* 143-144, *Issue* 1, pp 134-137, 2003.

CEB-FIB. FIB Model Code 2010 for concrete structures. *International Federation for Structural Concrete (fib)*, 2010.

CEB-FIP. CEB-FIP Model Code 1990: Design Code. *International Federation for Structural Concrete (fib)*, 1993.

Červenka, V., Jendele, L. e Červenka, J. ATENA Program Documentation, Part 1 - Theory. Červenka Consulting, 2018.

Červenka, J. e Papanikolaou, V.K. Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. *International Journal of Plasticity, Vol 24, Issue 12, pp. 2192-2220*, 2008.

Choo, C.C. Investigation of retangular concrete columns reinforced or prestressed with fiber reinforced polymer (FRP) bars and tendons. *PhD Thesis, University of Kentucky*, 2005.

Chulia, A.A., Concepcion, P.M., Cano, J.M.M. e Soler, J.R. New GFRP bars as internal reinforcement in concrete structures. *15th European Conference on Composite Materials, Venice, Italy, pp 24-28*, 2012.

Cosenza, E., Manfrendi, G. e Realfonzo, R. Behavior and modeling of bond of FRP rebars to concrete. *Journal of Composites for Construction, Vol 1, Issue 2, pp 40-51*, 1997.

Costa, R.J.T. Modelação de ligações viga-pilar na análise de estruturas porticadas planas de betão armado. *Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra*, 2013.

Davalos, J.F. e Chen, Y. FRP composites for reinforcement of concrete structures: Introduction. *The international handbook of FRP composites in civil engineering, pp 347-358*, CRC Press, 2014.

De Luca, A., Matta, F. e Nanni, A. Behavior of full-scale glass fiber-reinforced polymer reinforced concrete columns under axial load. *ACI Structural Journal, Vol 107, Issue 5, pp 589-596*, 2010.

Deitz, D.H., Harik, I.E. e Gesund, H. Physical properties of glass fiber reinforced polymer rebars in compression. *Journal of Composites for Construction, Vol 7, Issue 4, pp 363-366*, 2003.

Deng, Z., Gao, L. e Wang, X. Glass fiber-reinforced polymer-reinforced rectangular concrete columns under simulated seismic loads. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, Vol 40, Issue 111, pp 1-12*, 2018.

Douglas, K.T. Development of reinforced concrete plastic hinge model. *PhD Thesis*, *University of Auckland*, 1995.

Elchalakani, M. et al. Experiments and finite element analysis of GFRP reinforced geopolymer concrete rectangular columns subject to concentric and eccentric axial loading. *Structures, Vol 14, Issue 1, pp 273-289*, 2018.

Elchalakani, M., Ma, G., Aslani, F. e Duan, W. Design of GFRP-reinforced rectangular concrete columns under eccentric axial loading. *Magazine of Concrete Research, Vol 69, Issue 17, pp 865-877*, 2017.

El-Sayed, A.K., El-Salakawy, E. e Benmokrane, B. Mechanical and structural characterization of new carbon FRP stirrups for concrete members. *Journal of Composites for Construction, Vol. 11, Issue 4, pp 352-362*, 2017.

Elshamandy, M.G., Farghaly, A.S. e Benmokrane, B. Experimental behavior of glass fiber-reinforced polymer reinforced concrete columns under lateral cyclic load. *ACI Structural Journal, Vol* 115, Issue 2, pp 337-349, 2018.

EN 10002-1, E.S. Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at ambient temperature. *European Committee for Standardization*, 2001.

EN 10088-1, E.S. Stainless Steel - Part 1: List of stainless steel. *European Committee for Standardization*, 2005.

EN 1992-1-1, E.S. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for building. *European Committee for Standardization*, 2014.

FIB 40, C. FRP reinforcement in RC structures. Féderation Internationale du Béton, 2007.

Firmo, J.P., Correia, J.R., Tiago, C. e Arruda, M.R.T. Experimental characterization of the bond between externally bonded reinforcement (EBR) CFRP strips and concrete at elevated temperatures. *Cement & Concrete Composites, Vol. 60, Issue 1, pp 44-54*, 2015.

Gaztelumendi, D.E. Bond behaviour and tension stiffening of flat stainless steel steel rebars with countinuous or alternate rib pattern embedded in concrete. *PhD Thesis, Faculty of Engineering and Architecture, Ghent University, Belgium*, 2013.

Ge, W., Zhang, J., Cao, D. e Tu, Y. Flexural behavior of hybrid concrete beams reinforced with BFRP bars and steel bars. *Construction and Building Materials, Vol 87, Issue 15, pp* 28-37, 2015.

Ghosh, K.K., Lee, L.S. e Estrada, H. Manufacturing processes and QA/QC. *The international handbook of FRP composites in civil engineering, pp 15-30*, CRC Press, 2014.

Grace, N.F., Soliman, A.K., Abdel-Sayed, G. e Saleh, K.R. Behavior and ductility of simple and continuous FRP reinforced beams. *Journal of Composites for Construction*, *Vol 2, Issue 4, pp 186-194*, 1998.

Hadhood, A., Mohamed, H.M. e Benmokrane, B. Behavior of circular FRP-reinforced concrete columns under eccentric loading. *Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering (CSCE), London*, 2016.

Hadhood, A., Mohamed, H.M. e Benmokrane, B. Experimental study of circular high-strength concrete columns reinforced with GFRP bars and spirals under concentric and eccentric loading. *Journal of Composites for Construction, Vol 21, Issue 2, pp (04016078) 1-13*, 2016b.

Hadhood, A., Mohamed, H.M., Ghrib, F. e Benmokrane, B. Efficiency of glass-fiber reinforced-polymer (GFRP) discrete hoops and bars in concrete columns under combined axial and flexural loads. *Composites Part B: Engineering*, *Vol 114, Issue 1, pp 223-236*, 2017.

Hadi, M.N.S., Hasan, H.A. e Sheikh, M.N. Experimental investigation of circular high-strength concrete columns reinforced with glass fiber-reinforced polymer bars and helices under different loading conditions. *Journal of Composites for Construction, Vol 21, Issue 4, pp (04017005) 1-13*, 2017.

Hadi, M.N.S., Karim, H. e Sheikh, M.S. Experimental investigations on circular concrete columns reinforced with GFRP bars and helices under different loading conditions. *Journal of Composites for Construction, Vol 20, Issue 4, pp (04016009) 1-12*, 2016.

Hadi, M.N.S. e Youssef, J. Experimental investigation of GFRP reinforced and GFRP-encased square concrete specimens under axial and eccentric load and four-point bending test. *Journal of Composites for Construction, Vol 20, Issue 5, pp (04016020) 1-13*, 2016.

Hasaballa, M.H.M. GFRP-Reinforced concrete exterior beam-column joint subjected to seismic loading. *Ph.D. Thesis, University of Manitoba*, 2014.

Hognestad, E. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. *Bulletin Series No. 399, University of Illinois Engineering Experiment Station*, 1951.

Husain, M., Hassan, H. e Salama, E. Analysis of concrete columns reinforced by fiber reinforced polyers bars. *Internation Journal of Engineering and Innovative Technology* (*IJEIT*), Vol 6, Issue 5, pp1-8, 2016.

Imjai, T. Design and analysis of curved FRP composites as shear reinforcement for concrete structures. *PhD Thesis, University of Sheffield*, 2007.

Jeong, S.M. Evaluation of ductility in prestressed concrete beams using fiber reinforced plastic tendons. *PhD Thesis, University of Michigan*, 1994.

Kampmann, R., De Caso, F., Roddenberry, M. e Emparanza, A.R. Performance evaluation of glass fiber reinforced polymer (GFRP) reinforcing bars embedded in concrete under agressive environments. *Final Report, University of Miami*, 2018.

Karim, H., Sheikh, M.N. e Hadi, M.N.S. Load and moment interaction diagram for circular concrete columns reinforced with GFRP bars and GFRP helices. *Journal of Composites for Construction, Vol 21, Issue 1, pp (04016076) 1-12*, 2016.

Lam, L. e Teng, L.G. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Building Materials, Vol 17, Issues 6-7, pp 471-489*, 2003.

Lang, K. e Herwing, A. Confinement of reinforced concrete columns. *The international handbook of FRP composites in civil engineering, pp 271-292*, CRC Press, 2014.

LNEC E 397, L.N.d.E.C.-. Betões - Determinação do módulo de elasticidade em compressão. *Documentação normativa - Especificação LNEC*, 1993.

Lofty, E.M. Nonlinear analysis of reinforced concrete columns with fiber reinforced polymer bars. *International Journal of Civil and Structural Engineering, Vol 1, Issue 4, pp 707-722*, 2011.

Mander, J.B., Priestley, J.N. e Park, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering, Vol 114, Issue 8, pp 1804-1826*, 1988.

Markeset, G., Rostam, S. e Klinghoffer, O. Guide for the use of stainless steel reinforcement in concrete structures. *Nordic Innovation Centre Project - 04118*, 2006.

Matta, F., El-Sayed, A., Nanni, A. e Benmokrane, B. Size effect on concrete shear strength in beams reinforced with fiber-reinforced polymer bars. *ACI Structural Jornal, Vol 110, Issue 4, pp 617-628*, 2013.

Megalooikonomou, K.G., Tastani, S.P. e Pantazopoulou, S.J. Effect of yield penetration on column plastic hinge length. *Engineering Structures, Vol 156, Issue 1, pp 161-174*, 2018.

Menegotto, M. e Pinto, P. Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads, International Association for Bridge and Structural Engineering*, 1973.

Mohamed, H.M., Afifi, M.Z. e Benmokrane, B. Performance evaluation of concrete columns reinforced longitudinally with FRP bars and confined with FRP hoops and

spirals under axial load. Journal of Bridge Engineering, Vol 14, Issue 7, pp (04014020) 1-12, 2014.

Nanni, A., De Luca, A. e Zadeh, H.J. Reinforced concrete with FRP bars: Mechanics and design. *CRC Press*, 2014.

Naqvi, S. e El-Salakawy, E. Lap splice in GFRP-RC rectangular columns subjected to cyclic-reversed loads. *Journal of Composites for Construction, Vol 21, Issue 4, pp (04016117) 1-13*, 2016.

Nehdi, M., Alam, M.S. e Youssef, M.A. Development of corrosion-free concrete bemacolumn joint with adequate seismic energy dissipation. *Engineering Structures, Vol 32, Issue 9, pp 2518-2528*, 2010.

Nehdi, M. e Said, A. Performance of RC frames with hybrid reinforcement under reversed cyclic loading. *Materials and Structures, Vol 38, Issue 208, pp. 627-637*, 2005.

Nguyen, P.D., Dang, V.H. e Vu, N.A. Performance of concrete beams reinforced with various ratios of hybrid GFRP/steel bars. *Civil Engineering Journal*, *Vol 9, Issue 9, pp 1652-1669*, 2020.

NP EN 12350-2, N.P. Ensaios do betão fresco - Parte 2: Ensaio de abaixamento. *Instituto Português da Qualidade - IPQ*, 2002.

NP EN 12390-2, N.P. Ensaio do betão endurecido - Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica. *Instituto Português da Qualidade - IPQ*, 2009.

NP EN 12390-3, N.P. Ensaio do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão de provetes. *Instituto Português da Qualidade - IPQ*, 2011.

NP EN 12390-6, N.P. Ensaio de betão endurecido - Parte 6: Resistência à tracção por compressão de provetes. *Instituto Português da Qualidade - IPQ*, 2011.

NP EN 206-1, N.P. Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. *Instituto Português da Qualidade - IPQ*, 2007.

Oudah, F. e El-Hacha, R. A new ductility model of reinforced concrete beams strengthened using Fiber Reinforced Polymer reinforcement. *Composites Part B: Engineering, Vol 43, Issue 1, pp 3338-3347*, 2012.

Park, R. e Paulay, T. Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, 1975.

Prachasaree, W., Piriryakootorn, S., Sangsrijun, A. e Limkatanyu, S. Behavior and performance of GFRP reinforced concrete columns with various types of stirrups. *International Journal of Polymer Science, Vol 15, Issue 1, pp 1-9*, 2015.

Qu, W., Zhang, X. e Huang, H. Flexural behavior of concrete beams reinforced with hybrid (GFRP and steel) bars. *Journal of Composites for Construction, Vol 13, Issue 5, pp 350-359*, 2009.

Rabi, M., Cashell, K.A. e Shamass, R. Flexural analysis and design of stainless steel reinforced concrete beams. *Engineering Structures, Vol 198, Issue 1, pp. 109432 (1-13)*, 2019.

Ramberg, W. e Osgood, W.R. Description of stress-strain curves by three parameters. *National Advisory Committee for Aeronautics, Technical note nº 902*, 1943.

Rasmussen, K.J.R. Full-range stress-strain curves for stainless steel alloys. *Journal of Construction Steel Research, Vol 59, Issue 1, pp. 47-61*, 2003.

Salah-Eldin, A., Mohamed, H.M. e Benmokrane, B. Effect of GFRP reinforcement ratio on the strength and effective stiffness of high-strength concrete columns: experimental and analytical study. *Journal of Composites for Construction, Vol 24, Issue 5, pp* (04020055) 1-15, 2020.

Salh, L. Analysis and behavior of structural concrete reinforced with sustainable materials. *PhD Thesis, University of Liverpool*, 2014.

Sena Cruz, J.M. Strengthening of concrete structures with near-surface mounted CFRP laminate strips. *PhD Thesis, University of Minho*, 2005.

Sena Cruz, J. e Barros, J.A.O. Bond between near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer laminate strips and concrete. *Journal of Composites for Construction, Vol 8, Issue 6, pp 519-527*, 2004.

Sheikh, S.A. e Khoury, S.S. Confined concrete columns with stubs. *ACI Structural Journal, Vol 90, Issue 4, pp 414-431*, 1993.

Sika, 2018. *Ficha de dados do produto Sikadur-330*. [Online] Sika Available at: <a href="https://prt.sika.com/content/dam/dms/pt01/w/sikadur\_-330.pdf">https://prt.sika.com/content/dam/dms/pt01/w/sikadur\_-330.pdf</a> [Accessed 31 março 2021].

Tavassoli, A., Liu, J. e Sheikh, S. Glass fiber-reinforced polymer-reinforced circular columns under simulated seismic loads. *ACI Structural Journal, Vol 112, Issue 1, pp 103-114*, 2015.

Tavassoli, A. e Sheikh, S.A. Seismic resistance of circular columns reinforced with steel and GFRP. *Journal of Composites for Construction, Vol 21, Issue 4, pp (04017002) 1-13*, 2017.

Tobbi, H., Farghaly, A. e Benmokrane, B. Concrete columns reinforced longitudinally and transversally by GFRP bars. *ACI Structural Journal, Vol 109, Issue 4, pp 551-558*, 2012.

Tobbi, H., Farghaly, A.S. e Benmokrane, B. Behavior of concentrically loaded fiber-reinforced polymer reinforced concrete columns with varying reinforcement types of ratios. *ACI Structural Journal*, *Vol* 111, *Issue* 2, *pp* 375-386, 2014.

Tung, D.P. e Campbell, T.I. Ductility of pretensioned concrete beams with hybrid FRP/Stainless steel reinforcements. *4th Structural specialty conference of the Canadian society for civil engineering*, 2002.

Wight, J.K. e MacGregor, J.G., 2012. *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*. 6th ed. Pearson.

Wydra, M., Wlodarczyk, M. e Fangrat, J. Nonlinear analysis of compressed concrete elements reinforced with FRP bars. *Materials, Vol 13, Issue 4410, pp 1-16*, 2020.

Xue, W., Hu, X. e Fang, Z. Experimental studies of GFRP reinforced concrete columns under static eccentric loading. *The 7th international conference on FRP composites in civil engineering, pp 1-6*, 2014.

Youssef, M.A., Meshaly, M.E. e Elansary, A.A. Ductile corrosion-free GFRP-stainless steel reinforced concrete elements. *Composite Strucutres, Vol 182, Issue 15, pp 124-131*, 2017.

Yuan, F., Chen, L., Chen, M. e Xu, K. Behaviour of hybrid steel and FRP-reinforced concrete - ECC composite columns under reversed cyclic loading. *Sensors, Vol 18, Issue 4231, pp 1-12*, 2018.