



Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Ciências e Tecnologia
Universidade de Coimbra

**A INFLUÊNCIA DA INTERFACE
NO COMPORTAMENTO DE PILARES REFORÇADOS
POR ENCAMISAMENTO DE BETÃO ARMADO**

EDUARDO NUNO BRITO SANTOS JÚLIO

Tese apresentada na Universidade de Coimbra para a obtenção do grau de Doutor em
Engenharia Civil, especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais.

Coimbra 2001

RESUMO

A técnica de reforço de pilares por encamisamento de betão armado é uma das mais usadas em operações de reparação e reabilitação. Alguns dos trabalhos publicados sobre esta técnica abordam aspectos como: a distribuição de forças entre o pilar original e o reforço, em compressão simples [Ramirez e Barcena 1975]; quantificação do incremento na resistência ao corte e na ductilidade obtido com o reforço [Hayashi *et al.* 1980]; eficácia no melhoramento da resposta a cargas laterais cíclicas [Bett *et al.* 1988]; influência da cintagem na resposta cíclica [Gomes 1992, Gomes e Appleton 1994]; aumento de resistência, rigidez e ductilidade [Rodríguez e Park 1994]; modificação do modo de rotura de pórticos de betão armado severamente danificados reforçados por encamisamento total dos pilares [Stoppenhagen *et al.* 1995]; etc. Ainda que em quase todos esses trabalhos seja referido que um factor importante no comportamento do pilar reforçado é a ligação entre o betão original e o betão do reforço, fundamental para assegurar o monolitismo do elemento composto, nenhuma análise quantitativa da influência da interface é apresentada.

O objectivo principal deste trabalho de investigação foi contribuir para o estudo e aplicação desta técnica de reforço, quantificando a influência dos parâmetros envolvidos e definindo claramente os procedimentos adequados relativamente à preparação da superfície da interface do pilar a reforçar.

A principal conclusão a que se chegou contraria a prática corrente em diversos países, que consiste no aumento da rugosidade do pilar original, seguido da aplicação de resinas epóxicas. Com efeito, concluiu-se que para pilares nas condições consideradas ou em condições mais favoráveis - relação momento flector / esforço transverso superior a $1m$ - não há necessidade de efectuar qualquer tipo de tratamento da superfície da interface em termos de rugosidade, nem há necessidade de aplicar qualquer tipo de agente ligante, sendo prudente acrescentar: desde que o betão do pilar original esteja saudável e limpo.

A parte inicial deste trabalho de investigação consistiu numa pesquisa bibliográfica sobre as principais técnicas de reforço de estruturas de betão armado. Pretendeu-se, essencialmente, proceder a um levantamento das vantagens e inconvenientes de cada uma das técnicas, das situações em que usualmente são adoptadas e dos parâmetros que foram objecto de análise por parte dos diferentes autores. No Capítulo 1, faz-se uma descrição resumida do resultado da referida pesquisa e, no Anexo A, apresenta-se, mais desenvolvidamente, os aspectos relevantes dos estudos realizados sobre cada uma das técnicas.

O trabalho experimental, definido para atingir os objectivos propostos, foi dividido em duas fases. Na Fase I, pretendeu-se quantificar a influência de diferentes parâmetros na resistência da interface pilar original / reforço. No Capítulo 2, é feita a descrição dos ensaios e são discutidos os resultados, apresentando-se, nos Anexos B, C, D e E, os valores de cada um dos testes realizados. Na Fase II, investigou-se o comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão

armado, submetidos a ensaios lentos monotónicos e cíclicos, projectados de acordo com as conclusões extraídas dos resultados dos ensaios realizados na Fase I. No Capítulo 3, apresenta-se uma abordagem analítica e descreve-se todo o trabalho de preparação desenvolvido. Nos Capítulos 4 e 5, encontra-se a descrição dos ensaios monotónicos e cíclicos, respectivamente, e a análise dos resultados dos mesmos.

Como os resultados dos ensaios lentos monotónicos e cíclicos dos pilares reforçados foram de certa forma inesperados, decidiu-se complementar o estudo experimental com a realização de uma simulação numérica de novas situações, apresentando-se a descrição dessa análise no Capítulo 6 e no Anexo F.

Por último, as conclusões que se consideraram relevantes e as sugestões que se entendeu apresentar para trabalhos de investigação futuros, estão agrupadas no Capítulo 7.

ABSTRACT

Reinforced concrete jacketing of columns is one of the most commonly used strengthening techniques. Some of the published works on this subject deal with aspects such as: distribution of forces between the original column and the jacketing in compression [Ramirez e Barcena 1975], quantification of the shear strength and ductility increase obtained with the jacketing [Hayashi *et al.* 1980], efficiency on achieving a better response to cyclic lateral forces [Bett *et al.* 1988], influence of confinement on cyclic behaviour [Gomes 1992, Gomes e Appleton 1994], increase of strength, rigidity and ductility [Rodriguez e Park 1994], change of the collapse mode of RC frames by column jacketing [Stoppenhagen *et al.* 1995], etc. In spite of the unanimous reference to the importance of achieving a good bond between the original column and the jacketing, crucial to ensure a monolithic behaviour of the composite element, the quantification of the parameters that influence it has not yet been studied.

The principal objective of this research work was to contribute to the study and implementation of this strengthening technique, by quantifying the influence of the involved parameters and clearly defining the best procedure related to the original column surface preparation.

The major conclusion achieved contradicts the current practice in several countries that consists in increasing the surface roughness of the original column, followed by the application of a bonding agent. For the assumed conditions or more conservative ones, bending moment / shear relation greater than $1m$, there is no need neither to improve the interface surface roughness nor to use any kind of bonding agent.

This work has begun with a bibliographic research on the major strengthening techniques of reinforced concrete structures. The goal was to synthesise the main advantages and disadvantages of each method, to define under which conditions they are most commonly adopted and to search the parameters analysed by different researchers. In Chapter 1, a brief description of this research is presented and, in Appendix A, a more detailed presentation of the relevant aspects studied about each techniques is given.

The experimental work defined to achieve the proposed objectives was divided into two phases. Within Phase I, the objective was to quantify the influence of different parameters on the strength of the interface between the original column and the jacket. Those tests are described in Chapter 2 and results are discussed. In Appendixes B, C, D and E, the values obtained with each test are presented. In Phase II, the behaviour of columns strengthened by concrete jacketing, subjected to slow monotonic and cyclic tests, was investigated. Those models were designed according to the conclusions based on Phase I test results. In Chapter 3, an analytical approach is proposed and all the experimental preparation work performed is reported. In Chapters 4 and 5, the monotonic and cyclic tests are described, respectively, as well as the results analysis.

Because the results of slow monotonic and cyclic tests of the strengthened columns were unexpected, the experimental study was complemented by performing a numerical simulation of new situations. This study is described in Chapter 6 and in Appendix F.

Finally, the considered relevant conclusions and some suggestions for further research works are grouped in Chapter 7.

AGRADECIMENTOS

Tive o apoio de inúmeras pessoas sem as quais esta tese não seria uma realidade. Estou profundamente grato:

- ao Prof. Doutor Fernando António Baptista Branco, pela sugestão do tema deste trabalho, pela orientação, pela disponibilidade e pela amizade cimentada ao longo destes anos;
- ao Prof. Doutor Vítor Dias da Silva, pelo apoio que me tem dado ao longo da minha carreira académica, pela amizade, pelo interesse com que co-orientou este trabalho e pelas sugestões com que o enriqueceu;
- ao Prof. Eng.º Paulo Maranha Tiago, pelo saber e pela amizade, demonstrados na discussão de questões fundamentais, surgidas no decurso da parte experimental desta tese;
- ao Eng.º Jorge Lourenço, por ser como é e pelos domingos perdidos, para definir as composições dos betões pretendidos e para realizar algumas dezenas de amassaduras experimentais;
- ao Sr. David Rodrigues, pela forma empenhada com que se entregou à execução da parte experimental deste trabalho e pelas pequenas grandes ideias que teve, para resolver inúmeros grandes pequenos problemas;
- ao Sr. Paulo Santos e ao Sr. Olegário João, pelo apoio permanente, pelo interesse e excelente ambiente de trabalho que me proporcionaram durante todo o trabalho laboratorial.

Contei também com o apoio de várias empresas, com o fornecimento gratuito de diversos materiais e/ou empréstimo de equipamentos, às quais quero agradecer nas pessoas com as quais directamente contactei. O meu muito obrigado:

- ao Eng.º José António Freire, amigo e colega de curso, da BETÃO LIZ-Adémia, pelo fornecimento de brita, areia e betão C20/25 e, ao Sr. Licínio, pela ajuda empenhada na betonagem dos modelos;
- à Dr.ª Nídia Dias e ao Eng.º David, da SIKA-Ovar, pelo fornecimento de diversos produtos: ICOSIT K 101, PLASTOCRETE P, SIKACRETE HD, SIKAMENT 163, SIKAMENT FF, SIKAGROUT e VISCOCRETE 3010;
- ao Eng.º Álvaro Melo, amigo e colega de curso, da FIVINTE, pelo empréstimo de equipamento;
- ao Eng.º Carlos Caxias, amigo e antigo aluno, da DYWIDAG - Portugal, pelo fornecimento de cabos de pré-esforço e respectivas ancoragens;
- à HILTI, nas pessoas do Sr. Rui Pinhão e do Sr. Joaquim Seco, pelo fornecimento do produto Hilti HIT-HY 150 e pela colaboração na sua aplicação;
- à PREGAIA-Espinho, na pessoa do Eng.º Sampaio, pelo fornecimento de brita granítica;

- à CIMPOR-Alhandra, na pessoa do Eng.º Santos Andrade, pelo fornecimento de cimento I:52,5;
- à CIMPOR-Souselas, na pessoa do Eng.º Alexandre Lencastre, pelo fornecimento de cimento I:42,5;
- à SECIL LIZ Maceira, na pessoa do Eng.º Castelo, pelo fornecimento de cimento I:52,5.

Estou ainda agradecido a diversas pessoas pelos mais variados motivos:

- ao Prof. Doutor Luís Simões, por ter disponibilizado o equipamento do Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas e ter acompanhado, de forma interessada, o trabalho realizado;
- ao Prof. Doutor António Tadeu, por ter disponibilizado o equipamento necessário ao tratamento com jacto de areia dos pilares dos modelos da Fase II;
- ao Prof. Eng.º Rui Furtado, pelo carinho e apoio demonstrados e pelos contactos efectuados com a CIMPOR, no sentido de facilitar o fornecimento de cimento;
- ao Eng.º António Maranha Gama, amigo e colega de curso, pelo interesse e apoio prestado no estabelecimento de contactos com mão-de-obra especializada;
- ao Eng.º Luís Leitão, amigo e colega de curso, pelo incentivo e também por ter estabelecido a ligação com a HILTI, no sentido de apoiarem este trabalho;
- ao Prof. Eng.º Federico Mazzolani, por gentilmente ter enviado fotografias ilustrativas de algumas técnicas de reforço de edifícios;
- ao colega Rui Simões, que comigo partilhou durante muitos meses os recursos humanos e físicos das instalações do Polo I do Laboratório de Estruturas, num clima de camaradagem e entreaajuda;
- ao colega João Catarino, com quem partilho o gabinete no DEC, pelas conversas tidas no decorrer da elaboração deste trabalho;
- ao meu irmão, pelo apoio constante e pela supervisão da impressão final da tese;
- aos meus pais, pelo apoio permanente e incondicional e
- à Helena que, envolvida em igual tarefa, sempre soube maximizar o tempo e minimizar a distância.

ÍNDICE

Capítulo 1 - Introdução	1
1.1 Reforço de Estruturas de Betão Armado	1
1.2 Técnicas de Reforço de Estruturas de Betão Armado	4
1.3 Objectivos do Trabalho de Investigação	8
1.4 Planeamento do Trabalho de Investigação	9
Capítulo 2 - A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface	13
2.1 A Rugosidade da Superfície da Interface	13
2.1.1 Introdução	13
2.1.2 - Preparação da Superfície da Interface	15
2.1.3 - Pré-Humedecimento da Superfície da Interface	17
2.1.4 - Tipos de Ensaio e Ensaio Adoptados	18
2.1.5 - Parâmetros Fixados	21
2.1.6 - Calendarização dos Ensaio	21
2.1.7 - Preparação e Realização dos Ensaio	22
2.1.8 - Resultados dos Ensaio	27
2.1.9 - Análise dos Resultados dos Ensaio	28
2.1.10 - Síntese das Conclusões	31
2.2 A Aplicação de Resinas Epóxicas na Superfície da Interface	32
2.2.1 - Introdução	32
2.2.2 - Preparação da Superfície da Interface	32
2.2.3 - Aplicação da Resina Epóxida na Superfície da Interface	33
2.2.4 - Ensaio Adoptados e Parâmetros Fixados	35
2.2.5 - Calendarização dos Ensaio	35
2.2.6 - Preparação e Realização dos Ensaio	37
2.2.7 - Resultados dos Ensaio	39
2.2.8 - Análise dos Resultados dos Ensaio	40
2.2.9 - Síntese das Conclusões	44
2.3 A Composição do Betão de Reforço	45
2.3.1 - Introdução	45
2.3.2 - Composição dos Betões Original e de Reforço	45
2.3.3 - Calendarização dos Ensaio	52
2.3.4 - Preparação e Realização dos Ensaio	53
2.3.5 - Resultados dos Ensaio	55
2.3.6 - Análise dos Resultados dos Ensaio	57
2.3.7 - Síntese das Conclusões	57
2.4 A Aplicação de Conectores Perpendicularmente à Superfície da Interface	58
2.4.1 - Introdução	58

2.4.2 - Preparação da Superfície da Interface	60
2.4.3 - A Aplicação de Conectores Perpendicularmente à Superfície da Interface	60
2.4.4 - Ensaio Adoptados	65
2.4.5 - Parâmetros Fixados	67
2.4.6 - Calendarização dos Ensaio	67
2.4.7 - Preparação e Realização dos Ensaio	68
2.4.8 - Resultados dos Ensaio	72
2.4.9 - Análise dos Resultados dos Ensaio	75
2.4.10 - Síntese das Conclusões	78
Capítulo 3 - Abordagem Analítica, Planeamento dos Ensaio, Ensaio Teste e Preparação dos Modelos	79
3.1 - Introdução	79
3.2 - Abordagem Analítica	82
3.2.1 - Modelo Não Reforçado	82
3.2.2 - Modelo Reforçado antes da Aplicação do Esforço Axial	84
3.2.3 - Modelo Reforçado depois da Aplicação do Esforço Axial	89
3.2.4 - Modelo com o Reforço Não Aderente	92
3.3 - Planeamento dos Ensaio	97
3.3.1 - Geometria dos Modelos	97
3.3.2 - Sistemas de Aplicação das Cargas e de Fixação	99
3.3.3 - Sistemas de Leitura e Aquisição de Dados	100
3.3.4 - Definição dos Ensaio	101
3.3.5 - Execução dos Modelos	104
3.4 - Ensaio Teste e Preparação dos Modelos	109
3.4.1 - Realização dos Ensaio Teste	109
3.4.2 - Decisões e Alterações ao Projecto Inicial	115
3.4.3 - Preparação dos Modelos	118
3.4.4 - Caracterização dos Materiais	123
Capítulo 4 - Análise Experimental, Ensaio Lentos Monotónicos	127
4.1 Introdução	127
4.2 Sistema de Fissuração dos Modelos	128
4.3 Determinação da Carga e do Deslocamento de Cedência	132
4.3.1 Carga de Cedência	132
4.3.2 Deslocamento de Cedência	135
4.4 Determinação das Cargas Máxima e Última e Respective Deslocamentos	136
4.4.1 Carga Máxima	136
4.4.2 Carga Última	142
4.5 Determinação da Rigidez Inicial e da Rigidez Secante	144
4.5.1 Rigidez Inicial	144

4.5.2 Rigidez Secante	149
4.6 Comparação do Comportamento Global dos Modelos	150
4.7 Verificação do Nível de Esforço Axial	156
4.8 Verificação da Extensão nas Cintas e nas Armaduras Longitudinais	158
4.8.1 Extensão nas Cintas	158
4.8.2 Extensão nas Armaduras Longitudinais	162
4.8.1 Distribuição de Esforços entre o Pilar e o Reforço	164
4.9 Síntese das Comparações e das Conclusões	167
Capítulo 5 - Análise Experimental, Ensaio Lentos Cíclicos	169
5.1 Introdução	169
5.2 Definição dos Histogramas dos Ensaio	170
5.3 Sistema de Fissuração	175
5.4 Determinação da Carga e do Deslocamento de Cedência	178
5.5 Diagramas Histeréticos Carga <i>versus</i> Deslocamento	184
5.6 Análise da Carga Máxima e Respectivo Deslocamento	189
5.7 Determinação da Carga de Rotura e Respectivo Deslocamento	190
5.8 Cálculo da Ductilidade	194
5.9 Avaliação da Capacidade de Dissipação de Energia	196
5.9.1 Energia Dissipada	196
5.9.2 Energia Dissipada por Ciclo <i>versus</i> Amplitude dos Ciclos	199
5.9.3 Energia Dissipada Normalizada	203
5.10 Avaliação dos Danos	211
5.11 Verificação do Esforço Axial	213
5.12 Verificação da Extensão nas Cintas	215
5.13 Síntese das Comparações e das Conclusões	221
Capítulo 6 - Modelação Numérica	225
6.1 Introdução	225
6.2 Modelação dos Ensaio Realizados	227
6.2.1 Modelação dos Ensaio dos Materiais Aço e Betão	228
6.2.1 Calibração do Betão	228
6.2.1 Calibração do Aço	230
6.2.2 Modelação dos Ensaio do Tipo <i>Pull-Off</i>	231
6.2.3 Modelação dos Ensaio do Tipo <i>Slant Shear</i>	234
6.2.4 Modelação do Ensaio Monotónico do Pilar Não Reforçado	237
6.2.5 Modelação dos Ensaio Monotónicos dos Modelos Reforçados	240
6.3 Simulação de Novas Situações	246
6.4 Síntese dos Procedimentos e Conclusões	251
Capítulo 7 - Conclusões e Sugestões	253

<i>Bibliografia</i>	261
<i>Anexo A</i>	
<i>Trabalhos Publicados sobre Técnicas de Reforço de Estruturas de Betão Armado</i>	A1
A1. Adição de Paredes Resistentes	A1
A2. Contraventamento Metálico	A5
A3. Colagem de Chapas de Aço	A9
A4. Colagem de Compósitos de Fibras	A23
A5. Aplicação de Perfis Metálicos	A37
A6. Encamisamento Metálico	A41
A7. Encamisamento de Betão Armado	A49
<i>Anexo B</i>	
<i>Resultados dos Ensaios do Grupo 1 da Fase I</i>	B1
Provetes ST	B1
Provetes EA	B2
Provetes PP	B3
Provetes PPS	B4
Provetes JA	B5
Provetes PT	B6
Provetes JA (repetição)	B6
<i>Anexo C</i>	
<i>Resultados dos Ensaios do Grupo 2 da Fase I</i>	C1
Provetes ST+RE	C1
Provetes ST+RET	C2
Provetes EA+RE	C3
Provetes PP+RE	C4
Provetes JA+RE	C5
Provetes PT+RE	C6
Provetes JA+RE (repetição)	C6
<i>Anexo D</i>	
<i>Composições dos Betões Utilizados na Fase I</i>	D1
FCM 30A	D1
FCM 50A	D3
FCM 50B	D5
FCM 100A	D7

Anexo E

Resultados dos Ensaios do Grupo 4 da Fase I	E1
Carga de Descolamento da Interface	E2
Provetes ST+SC	E2
Provetes JA+SC	E2
Provetes JA+H2	E3
Provetes JA+H4	E3
Provetes JA+H6	E4
Provetes JA+S6	E4
Provetes JA+E6	E5
Quadro Resumo da Carga Máxima após o Descolamento da Interface	E6
Gráficos Carga <i>versus</i> Deslocamento	E6
Provetes JA+H2	E7
Provetes JA+H4	E8
Provetes JA+H6	E9
Provetes JA+S6	E10
Provetes JA+E6	E11

Anexo F

Determinação Numérica da Distribuição de Tensões Verticais e da Deformada dos Modelos Curtos	F1
Modelo R_ST_100_1	F2
Modelo R_ST_90_1	F9
Modelo R_ST_80_1	F16
Modelo R_ST_70_1	F23
Modelo R_ST_60_1	F30
Modelo R_ST_50_1	F35

ÍNDICE DE FOTOGRAFIAS

Capítulo 1

Fotografia 1.1 - Reforço por adição de paredes resistentes	4
Fotografia 1.2 - Reforço por adição de contraventamento metálico	4
Fotografia 1.3 - Reforço por colagem de chapas de aço	5
Fotografia 1.4 - Reforço por colagem de materiais compósitos	5
Fotografia 1.5 - Reforço por aplicação de perfis metálicos	6
Fotografia 1.6 - Reforço por encamisamento metálico	6
Fotografia 1.7 - Reforço por encamisamento de betão armado	7

Capítulo 2

Fotografia 2.1 (a) - Ensaio de corte inclinado (<i>slant shear test</i>)	19
Fotografia 2.1 (b) - Ensaio de tracção directa (<i>pull-off test</i>)	19
Fotografia 2.2 (a) - Preparação da superfície da interface com escova de aço	23
Fotografia 2.2 (b) - Preparação da superfície da interface por picagem parcial	23
Fotografia 2.2 (c) - Preparação da superfície da interface com jacto de areia	24
Fotografia 2.3 (a) - Limpeza da superfície da interface com jacto de ar	24
Fotografia 2.3 (b) - Betonagem da segunda metade dos provetes <i>slant shear</i> , <i>pull-off</i> e cúbicos	24
Fotografia 2.3 (c) - Armazenamento dos provetes <i>slant shear</i> , <i>pull-off</i> e cúbicos	25
Fotografia 2.4 (a) - Execução do furo num provete <i>pull-off</i>	25
Fotografia 2.4 (b) - Aspecto do furo num provete <i>pull-off</i>	25
Fotografia 2.4 (c) - Disco de aço colado no topo da carote executada num provete <i>pull-off</i> e anel de suporte do dispositivo do ensaio <i>pull-off</i>	25
Fotografia 2.5 (a) - Ensaio <i>slant shear</i>	26
Fotografia 2.5 (b) - Rotura pela interface de um provete <i>slant shear</i>	26
Fotografia 2.5 (c) - Aspecto da interface de um provete <i>slant shear</i> após a rotura	26
Fotografia 2.5 (d) - Ajuste do equipamento do ensaio <i>pull-off</i>	26
Fotografia 2.5 (e) - Ensaio <i>pull-off</i>	26
Fotografia 2.5 (f) - Rotura pela interface de um provete <i>pull-off</i>	26
Fotografia 2.6 (a) - Adição dos componentes A e B do ICOSIT K 101 da SIKA	38
Fotografia 2.6 (b) - Mistura dos dois componentes	38
Fotografia 2.6 (c) - Aplicação à espátula da resina epóxida na superfície da interface de um provete <i>slant shear</i>	38
Fotografia 2.7 (a) - Componentes do betão das segundas metades dos provetes 30/100	54
Fotografia 2.7 (b) - Pesagem na balança electrónica das sílicas de fumo	54

Fotografias 2.7 (c) e (d) - Cone de Abrahms	54
Fotografia 2.7 (e) - Provetes <i>slant shear</i> 30/100 e provetes cúbicos	54
Fotografia 2.8 (a) - Ensaio <i>slant shear</i> de um provete 30/100	54
Fotografia 2.8 (b) - Fissuração monolítica de um provete <i>slant shear</i> 30/100	54
Fotografia 2.8 (c) - Ensaio à compressão de um provete cúbico para controlo do betão das segundas metades dos provetes 30/100	54
Fotografia 2.9 - Instalação de ensaio de um provete <i>push-off</i>	66
Fotografia 2.10 (a) - Armadura de um meio provete <i>push-off</i>	69
Fotografia 2.10 (b) - Moldes e armaduras de primeiras metades de provetes <i>push-off</i>	69
Fotografia 2.10 (c) - Betonagem de primeiras metades de provetes <i>push-off</i>	69
Fotografia 2.11 (a) - Execução dos furos num meio provete <i>push-off</i>	70
Fotografia 2.11 (b) - Limpeza dos furos com jacto de ar	70
Fotografia 2.11 (c) - Aplicação do HILTI HIT-HY 150	70
Fotografia 2.11 (d) - Aplicação dos conectores	70
Fotografia 2.11 (e) - Tratamento da superfície da interface com jacto de areia	70
Fotografia 2.11 (f) - Molde com uma primeira metade de um provete <i>push-off</i> e a armadura da segunda metade	70
Fotografia 2.12 (a) - Início do ensaio <i>push-off</i>	71
Fotografia 2.12 (b) - Instante do descolamento da superfície da interface	71
Fotografia 2.12 (c) - Instante intermédio do ensaio <i>push-off</i>	72
Fotografia 2.12 (d) - Fim do ensaio <i>push-off</i>	72
 Capítulo 3	
Fotografia 3.1 (a) - Extensómetro TML FLK-6-11	104
Fotografia 3.1 (b) - Soldadura dos fios eléctricos	104
Fotografia 3.1 (c) - Protecção com TML VM Tape	104
Fotografia 3.2 (a) - Cofragem das sapatas	105
Fotografia 3.2 (b) - Montagem das armaduras	105
Fotografia 3.2 (c) - Introdução das armaduras nas cofragens das sapatas	105
Fotografia 3.2 (d) - Aplicação das cofragens dos pilares	105
Fotografia 3.3 (a) - Betonagem das sapatas	106
Fotografia 3.3 (b) - Isolamento das janelas das sapatas	106
Fotografia 3.3 (c) - Enchimento dos pilares	106
Fotografia 3.4 (a) - Execução dos furos na sapata	107
Fotografia 3.4 (b) - Limpeza dos furos	107
Fotografia 3.4 (c) - Aplicação de Hilti HIT-HY 150	107
Fotografia 3.4 (d) - Ancoragem dos varões	107
Fotografia 3.4 (e) - Montagem das cintas do reforço	107

Fotografia 3.4 (f) - Preparação da cofragem de reforço	107
Fotografia 3.5 (a) - Misturadora de eixo vertical, sacos de SikaGrout e água	108
Fotografia 3.5 (b) - Betonagem do terço inferior	108
Fotografia 3.5 (c) - Ligeira compactação	108
Fotografia 3.5 (d) - Betonagem do terço intermédio	108
Fotografia 3.5 (e) - Betonagem do terço superior	108
Fotografia 3.5 (f) - Modelo M1G0 descobrado	108
Fotografia 3.6 (a) - Ensaio lento monotónico do modelo M1G0 (M.E.D.ST)	109
Fotografia 3.6 (b) - Sistema de aquisição de dados TML datalogger TDS 601	109
Fotografia 3.6 (c) - Controlador do DARTEC M1000/A	109
Fotografia 3.7 (a) - Parafusos anuladores da folga do eixo da rótula do actuador do lado da parede de reacção	110
Fotografia 3.7 (b) - Montagem dos parafusos anuladores da folga do eixo da rótula do actuador do lado do modelo	110
Fotografia 3.8 (a) - Fissuração da face traccionada	110
Fotografia 3.8 (b) - Escorregamento dos varões traccionados da armadura longitudinal de reforço	110
Fotografia 3.8 (c) - Rotura dos varões traccionados da armadura longitudinal do modelo original	111
Fotografia 3.8 (d) - Ligeiro esmagamento do betão da face comprimida	111
Fotografia 3.8 (e) - Ausência de escorregamento entre o modelo e o reforço	111
Fotografia 3.9 - Ensaio lento monotónico do modelo M2G0 (M.2F.D.ST)	112
Fotografia 3.10 (a) - Fissuração na face traccionada do modelo	113
Fotografia 3.10 (b) - Propagação das fissuras existentes e surgimento de novas fissuras	113
Fotografia 3.10 (c) - Ligeiro destacamento do betão na face comprimida junto ao encastramento	113
Fotografia 3.10 (d) - Destacamento total com a encurvadura dos varões comprimidos da armadura do reforço	113
Fotografia 3.10 (e) - Encurvadura dos varões comprimidos da armadura longitudinal de reforço	114
Fotografia 3.10 (f) - Ausência de fissuração na vizinhança da secção de aplicação da carga horizontal	114
Fotografia 3.10 (g) - Escorregamento dos varões traccionados da armadura longitudinal do reforço e estiramento dos varões traccionados da armadura longitudinal do modelo	114
Fotografia 3.11 - Controlador de esforço axial	117
Fotografia 3.12 (a) - Execução dos furos na sapata	117
Fotografia 3.12 (b) - Limpeza dos furos com o aspirador	117

Fotografia 3.12 (c) - Aplicação do Hilti HIT-HY 150	118
Fotografia 3.12 (d) - Ancoragem dos varões	118
Fotografia 3.12 (e) - Realização do ensaio de arranque	118
Fotografia 3.13 (a) - Execução dos furos nas sapatas	119
Fotografia 3.13 (b) - Detecção por ultra-sons da localização das baínhas	119
Fotografia 3.13 (c) - Execução dos furos depois de localizada a baínha	119
Fotografia 3.13 (d) - Reparação dos fios dos extensómetros danificados	120
Fotografia 3.13 (e) - Aspecto final dos fios reparados	120
Fotografias 3.14 (a) e (b) - Execução do tratamento da superfície dos modelos com jacto de areia	120
Fotografia 3.15 (a) - Execução dos furos nos modelos	121
Fotografia 3.15 (b) - Aplicação do Hilti HIT-HY 150	121
Fotografia 3.15 (c) - Aplicação dos conectores	121
Fotografia 3.15 (d) - Modelos com os conectores aplicados	121
Fotografia 3.16 (a) - Modelo M2G1 e tela adoptada	122
Fotografia 3.16 (b) - Modelo M2G1 com a tela aplicada	122
Fotografia 3.17 (a) - Aplicação do esforço axial num dos modelos do Grupo 3	123
Fotografia 3.17 (b) - Modelos M1G3 e M2G3 já com o esforço axial instalado	123
Fotografia 3.18 - Ensaio de resistência à compressão de um provete cúbico.	124
Fotografia 3.19 (a) - Ensaio de resistência à tracção de um provete de aço	124
Fotografia 3.19 (b) - Pormenor do provete e do extensómetro usados no ensaio	124
Fotografia 3.19 (c) - Rotura do provete	124

Capítulo 4

Fotografias 4.1 (a) a (g)- Fissuração da face traccionada dos modelos M1G1 a M6G1 e M1G3	129
Fotografias 4.2 (a) a (g) - Fissuração da face comprimida dos modelos M1G1 a M6G1 e M1G3	130
Fotografias 4.3 (a) a (g) - Fissuração da zona do encastramento dos modelos M1G1 a M6G1 e M1G3	131
Fotografia 4.4 (a) - Ensaio do modelo M5G1	158
Fotografia 4.4 (b) - Ampliação da fissuração na zona do encastramento	158

Capítulo 5

Fotografias 5.1 (a) e (b) - Fissuração da face traccionada dos modelos M1G2 e M2G2	175
Fotografias 5.1 (c) a (g) - Fissuração da face traccionada dos modelos M3G2 a M6G2 e M2G3	176
Fotografias 5.2 (a) a (g) - Fissuração da zona do encastramento dos modelos M1G2 a M6G2 e M2G3	177

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1 - Direcções principais em alguns ensaios de corte analisados	20
Figura 2.2 - Localização adoptada para os conectores nos provetes <i>push-off</i>	59
Figura 2.3 - Esquema dos moldes utilizados no fabrico dos provetes <i>push-off</i>	66
Figura 2.4 - Diferentes fases do fabrico dos provetes <i>push-off</i>	67

Capítulo 3

Figura 3.1 - Secção transversal e diagramas de extensões e de tensões do modelo não reforçado	82
Figura 3.2 - Secção transversal e diagramas de extensões e de tensões do modelo reforçado antes da aplicação do esforço axial	84
Figura 3.3 - Determinação do diagrama de extensões no pilar original do modelo reforçado depois da aplicação do esforço axial	89
Figura 3.4 - Diagrama de extensões do modelo com o reforço não aderente	92
Figura 3.5 - Armaduras do pilar original, do reforço e da sapata	98
Figura 3.6 - Secção transversal do modelo reforçado	98
Figura 3.7 - Instalação do ensaio	100
Figura 3.8 - Células de carga, transdutor de deslocamentos e localização dos extensómetros TML FLK-6-11	101
Figura 3.9 - Instalação do ensaio	117

Capítulo 6

Figura 6.1 - Distribuição uniforme de tensões no cubo B30	229
Figura 6.2 - Pontos de Gauss do cubo B30 onde se atingiu a cedência	229
Figura 6.3 - Esforço axial no provete A 400 para o deslocamento de cedência	230
Figura 6.4 - Malha de elementos finitos do modelo <i>pull-off</i>	232
Figura 6.5 (a) - Distribuição de tensões no modelo <i>pull-off</i> para o incremento 1	233
Figura 6.5 (b) - Distribuição de tensões no modelo <i>pull-off</i> para o incremento 20	233
Figura 6.6 (a) - Malha de elementos finitos do modelo <i>slant shear</i>	235
Figura 6.6 (b) - Deformada do modelo <i>slant shear</i> depois da rotura da interface	235
Figura 6.7 (a) - Deslocamento vertical dos pontos do modelo <i>slant shear</i> para o incremento 10	236
Figura 6.7 (b) - Deslocamento vertical dos pontos do modelo <i>slant shear</i> para o incremento 220	236
Figura 6.7 (c) - Deslocamento vertical dos pontos do modelo <i>slant shear</i> para o incremento 560	236

Figura 6.7 (d) - Deslocamento vertical dos pontos do modelo <i>slant shear</i> para o incremento 1500	236
Figura 6.8 (a) - Malha de e. f. do modelo NR_8_1	237
Figura 6.8 (b) - Elementos barra do modelo NR_8_1	237
Figura 6.9 (a) - Malha de e.f. do modelo NR_13_1	239
Figura 6.9 (b) - Elementos barra do modelo NR_13_1	239
Figura 6.10 (a) - Malha de e.f. do modelo R_MON_1	241
Figura 6.10 (b) - Elementos barra do modelo R_MON_1	241
Figura 6.11 (a) - Malha de e.f. do modelo R_JA_1	242
Figura 6.11 (b) - Elementos barra do modelo R_JA_1	242
Figura 6.12 - Malha de e.f. do modelo R_NA_2	244
Figura 6.13 (a) - Malha de e.f. do modelo R_ST_90_2	247
Figura 6.13 (b) - Malha de e.f. do modelo R_ST_80_2	247
Figura 6.13 (c) - Malha de e.f. do modelo R_ST_70_2	248
Figura 6.13 (d) - Malha de e.f. do modelo R_ST_60_2	248
Figura 6.13 (e) - Malha de e.f. do modelo R_ST_50_2	248
Figura 6.14 (a) - Deformada do modelo R_ST_100_2 para $M=102,9\text{kNm}$ e $V=102,9\text{kN}$	249
Figura 6.14 (b) - Deformada do modelo R_ST_50_2 para $M=102,9\text{kNm}$ e $V=205,7\text{kN}$	249
Figura 6.15 (a) - Distribuição de tensões verticais no modelo R_ST_100_2 para $M=102,9\text{kNm}$ e $V=102,9\text{kN}$	250
Figura 6.15 (b) - Distribuição de tensões verticais no modelo R_ST_50_2 para $M=102,9\text{kNm}$ e $V=205,7\text{kN}$	250

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 1

Quadro 1.1 - Programa Experimental	9
Quadro 1.2 - Análise Numérica	12

Capítulo 2

Quadro 2.1 - Datas de todas as operações relativas à Fase I Grupo 1	22
Quadro 2.2 - Resultados dos ensaios da Fase I Grupo 1	27
Quadro 2.3 - Datas de todas as operações relativas à Fase I Grupo 2	36
Quadro 2.4 - Resultados dos ensaios da Fase I Grupo 2	39
Quadro 2.5 - Datas de todas as operações relativas à Fase I Grupo 3	52
Quadro 2.6 (a) - Resultados dos ensaios dos provetes <i>slant shear</i> e cúbicos 30/30 da Fase I Grupo 3	55
Quadro 2.6 (b) - Resultados dos ensaios dos provetes <i>slant shear</i> e cúbicos 30/50 da Fase I Grupo 3	56
Quadro 2.6 (c) - Resultados dos ensaios dos provetes <i>slant shear</i> e cúbicos 30/100 da Fase I Grupo 3	56
Quadro 2.7 - Expressão para cálculo da tensão de corte resistente na interface de acordo com diferentes códigos	62
Quadro 2.8 - Expressão para cálculo da tensão de corte resistente na interface de acordo com diferentes códigos reescrita	64
Quadro 2.9 - Datas de todas as operações relativas à Fase I Grupo 4	67
Quadro 2.10 - Resultados dos ensaios da Fase I Grupo 4	72
Quadro 2.11 - Resultados dos ensaios da Fase I Grupo 4 pós-descolamento da interface	75

Capítulo 3

Quadro 3.1 - Síntese dos modelos ensaiados na Fase II do estudo experimental	81
Quadro 3.2 (a) - Características da secção transversal	98
Quadro 3.2 (b) - Características dos materiais	98
Quadro 3.3 - Características dos modelos da Fase II Grupos 0 a 3	103
Quadro 3.4 - Resultados dos ensaios dos provetes de aço	125
Quadro 3.5 - Resultados dos ensaios dos provetes cúbicos do betão original e do betão do reforço	125

Capítulo 4

Quadro 4.1 - Resultados da determinação analítica da força de cedência dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos	127
--	-----

Quadro 4.2 - Confrontação dos resultados analíticos com os resultados experimentais da força de cedência dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos	134
Quadro 4.3 - Resultados experimentais da força de cedência e do deslocamento de cedência dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos	135
Quadro 4.4 - Confrontação dos resultados analíticos com os resultados experimentais da força máxima dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos	140
Quadro 4.5 - Confrontação dos resultados experimentais da força de cedência, da força máxima e respectivos deslocamentos dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos	142
Quadro 4.6 - Confrontação dos resultados experimentais da força de cedência, da força última e respectivos deslocamentos dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos	143
Quadro 4.7 - Polinómios interpoladores das curvas carga horizontal <i>versus</i> deslocamento da secção de aplicação da mesma desde o ponto inicial até ao ponto correspondente à cedência das armaduras	144
Quadro 4.8 - Parâmetros relativos às curvas simplificadas força horizontal <i>versus</i> deslocamento da secção de aplicação da mesma	152
Quadro 4.9 - Comparação dos valores analíticos e experimentais do esforço axial e da força horizontal aplicada	165
Capítulo 5	
Quadro 5.1 - Descrição dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos	169
Quadro 5.2 - Amplitudes em milímetros dos ciclos dos histogramas de deslocamentos	170
Quadro 5.3 - Valores experimentais do deslocamento de cedência obtido com os ensaios lentos monotónicos, amplitudes do quarto ciclo dos ensaios lentos cíclicos e extensões respectivas nos varões traccionados	179
Quadro 5.4 - Confrontação dos valores experimentais da carga de cedência e do deslocamento de cedência obtidos com os ensaios lentos monotónicos e com os ensaios lentos cíclicos	180
Quadro 5.5 - Picos da força horizontal dos diagramas histeréticos relativos aos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos	184
Quadro 5.6 - Confrontação dos valores da força máxima e respectivo deslocamento obtidos com os ensaios monotónicos e cíclicos	189
Quadro 5.7 - Valores determinados experimentalmente das cargas de referência para cada um dos critérios de rotura adoptados	190
Quadro 5.8 - Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o primeiro critério de rotura considerado	191

Quadro 5.9 - Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o segundo critério de rotura considerado	191
Quadro 5.10 - Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o terceiro critério de rotura considerado	191
Quadro 5.11 - Valores da carga de rotura e respectivo deslocamento, do deslocamento de cedência e da ductilidade para os modelos submetidos a ensaios cíclicos de acordo com cada um dos critérios de rotura utilizados	194
Quadro 5.12 - Energia dissipada em cada ciclo pelos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos	196
Quadro 5.13 - Valores da carga de cedência e do respectivo deslocamento para amplitudes positiva e negativa	204
Quadro 5.14 - Energia dissipada normalizada por ciclo	205
Quadro 5.15 - Valores do índice de danos para cada ciclo	211
Quadro 5.16 - Extensões nas cintas do pilar original e do reforço nos pontos correspondentes aos picos dos ciclos de amplitude positiva	218
 Capítulo 6	
Quadro 6.1 - Descrição dos modelos adoptados do estudo experimental e correspondentes modelos numéricos	226
Quadro 6.2 - Valores da coesão e do ângulo de atrito interno dos betões original e do reforço	228
Quadro 6.3 - Características do modelo de delaminação adoptado	232
Quadro 6.4 - Incrementos, esforço transversal e momento flector na base, para cada modelo e para cada situação considerada	249

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Capítulo 2

Gráfico 2.1 (a) - Valor médio da tensão tangencial última obtida com os ensaios <i>slant shear</i> para os tratamentos da superfície da interface considerados	29
Gráfico 2.1 (b) - Valor médio da tensão normal última obtida com os ensaios <i>pull-off</i> para os tratamentos da superfície da interface considerados	29
Gráfico 2.1 (c) - Curva de correlação entre os valores dos ensaios <i>slant shear</i> e <i>pull-off</i>	29
Gráfico 2.2 (a) - Valor médio da tensão tangencial última obtida com os ensaios <i>slant shear</i> para os tratamentos da superfície da interface considerados	41
Gráfico 2.2 (b) - Valor médio da tensão normal última obtida com os ensaios <i>pull-off</i> para os tratamentos da superfície da interface considerados	41
Gráfico 2.3 - Valor médio da tensão tangencial na rotura obtida com os ensaios <i>slant shear</i> para as diferentes composições de betão consideradas	57
Gráfico 2.4 - Valor da tensão de corte resistente de acordo com diferentes códigos	65
Gráfico 2.5 (a) - Curva carga <i>versus</i> deslocamento registada pelo <i>datalogger</i> relativa ao provete JA+H2-3	73
Gráfico 2.5 (b) - Curva carga <i>versus</i> deslocamento registada pela prensa relativa ao provete JA+H2-3	73
Gráfico 2.6 (a) - Curva carga <i>versus</i> deslocamento registada pelo <i>datalogger</i> relativa ao provete JA+H4-3	74
Gráfico 2.6 (b) - Curva carga <i>versus</i> deslocamento registada pela prensa relativa ao provete JA+H4-3	74
Gráfico 2.7 (a) - Curva carga <i>versus</i> deslocamento registada pelo <i>datalogger</i> relativa ao provete JA+H6-3	74
Gráfico 2.7 (b) - Curva carga <i>versus</i> deslocamento registada pela prensa relativa ao provete JA+H6-3	74
Gráfico 2.8 (a) - Curva carga <i>versus</i> deslocamento registada pelo <i>datalogger</i> relativa ao provete JA+S6-3	74
Gráfico 2.8 (b) - Curva carga <i>versus</i> deslocamento registada pela prensa relativa ao provete JA+S6-3	74
Gráfico 2.9 (a) - Curva carga <i>versus</i> deslocamento registada pelo <i>datalogger</i> relativa ao provete JA+E6-3	74
Gráfico 2.9 (b) - Curva carga <i>versus</i> deslocamento registada pela prensa relativa ao provete JA+E6-3	74

Gráfico 2.10 (a) - Valor médio da tensão tangencial na interface dos provetes <i>push-off</i> , no instante do descolamento da mesma, para as diferentes situações consideradas	75
Gráfico 2.10 (b) - Média dos valores da tensão tangencial na interface dos provetes <i>push-off</i> , após o descolamento da mesma, para as diferentes situações consideradas	75
Gráfico 2.11 - Confrontação dos valores experimentais com os valores de cálculo da tensão de corte resistente de acordo com diferentes códigos	78
Capítulo 3	
Gráfico 3.1 (a) - Força horizontal <i>versus</i> deslocamento	112
Gráfico 3.1 (b) - Esforço axial <i>versus</i> deslocamento	112
Gráfico 3.2 (a) - Força horizontal <i>versus</i> deslocamento	115
Gráfico 3.2 (b) - Esforço axial <i>versus</i> deslocamento	115
Gráfico 3.3 - Tempo de propagação dos ultra-sons vs distância do centro da sonda à face do modelo	119
Gráfico 3.4 (a) - Resultados dos ensaios de resistência à compressão dos provetes cúbicos relativos à betonagem dos modelos	124
Gráfico 3.4 (b) - Resultados dos ensaios de resistência à compressão dos provetes cúbicos relativos às betonagens dos reforços dos modelos indicados	124
Gráfico 3.5 - Tensão de tracção vs extensão obtidos com os ensaios dos cinco provetes de aço	125
Capítulo 4	
Gráfico 4.1 (a) a (g)- Carga horizontal vs extensões nos varões mais traccionados de M1G1 a M6G1 e M1G3	133
Gráfico 4.2 - Valores experimentais e analíticos da força de cedência dos modelos	134
Gráfico 4.3 (a) - Carga horizontal vs deslocamento do modelo M1G1	137
Gráfico 4.3 (b) - Carga horizontal vs deslocamento do modelo M2G1	137
Gráfico 4.3 (c) - Carga horizontal vs deslocamento do modelo M3G1	138
Gráfico 4.3 (d) - Carga horizontal vs deslocamento do modelo M4G1	138
Gráfico 4.3 (e) - Carga horizontal vs deslocamento do modelo M5G1	139
Gráfico 4.3 (f) - Carga horizontal vs deslocamento do modelo M6G1	139
Gráfico 4.3 (g) - Carga horizontal vs deslocamento do modelo M1G3	140
Gráfico 4.4 - Valores experimentais e analíticos da força máxima dos modelos	141
Gráfico 4.5 (a) - Rigidez inicial do modelo M1G1	145
Gráfico 4.5 (b) - Rigidez inicial do modelo M2G1	145
Gráfico 4.5 (c) - Rigidez inicial do modelo M3G1	146
Gráfico 4.5 (d) - Rigidez inicial do modelo M4G1	146

Gráfico 4.5 (e) - Rigidez inicial do modelo M5G1	147
Gráfico 4.5 (f) - Rigidez inicial do modelo M6G1	147
Gráfico 4.5 (g) - Rigidez inicial do modelo M1G3	148
Gráfico 4.6 - Valor calculado da rigidez inicial de cada um dos modelos	148
Gráfico 4.7 - Valor calculado da rigidez secante de cada um dos modelos	149
Gráfico 4.8 - Comparação do comportamento dos modelos M1G1, M2G1 e M6G1	151
Gráfico 4.9 - Comparação do comportamento dos modelos M6G1 e M1G3	151
Gráfico 4.10 (a) - Comportamento real e comportamento simplificado do modelo M1G1	152
Gráfico 4.10 (b) - Comportamento real e comportamento simplificado do modelo M2G1	153
Gráfico 4.10 (c) - Comportamento real e comportamento simplificado do modelo M6G1	153
Gráfico 4.10 (d) - Comportamento real e comportamento simplificado do modelo M1G3	154
Gráfico 4.11 (a) - Comparação do comportamento simplificado de M1G1, M2G1 e M2G1 e M6G1	154
Gráfico 4.11 (b) - Comparação do comportamento simplificado de M6G1 e M1G3	155
Gráfico 4.12 (a) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M1G1	156
Gráfico 4.12 (b) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M2G1	156
Gráfico 4.12 (c) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M3G1	157
Gráfico 4.12 (d) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M4G1	157
Gráfico 4.12 (e) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M5G1	157
Gráfico 4.12 (f) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M6G1	157
Gráfico 4.12 (g) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M1G3	157
Gráfico 4.13 - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M1G1	159
Gráfico 4.14 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M3G1	159
Gráfico 4.14 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M3G1	159
Gráfico 4.15 - Relação entre a variação da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço do modelo M3G1	160
Gráfico 4.16 - Relação entre a variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M1G1 e do modelo M3G1	160
Gráfico 4.17 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M2G1	160
Gráfico 4.17 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M2G1	160
Gráfico 4.18 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M4G1	161
Gráfico 4.18 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M4G1	161
Gráfico 4.19 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M5G1	161
Gráfico 4.19 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M5G1	161
Gráfico 4.20 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M6G1	161
Gráfico 4.20 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M6G1	161
Gráfico 4.21 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M1G3	162
Gráfico 4.21 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M1G3	162

Gráfico 4.22 (a) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M1G1	163
Gráfico 4.22 (b) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M2G1	163
Gráfico 4.22 (c) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M3G1	164
Gráfico 4.22 (d) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M4G1	164
Gráfico 4.22 (e) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M5G1	164
Gráfico 4.22 (f) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M6G1	164
Gráfico 4.22 (g) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M1G3	164
Capítulo 5	
Gráfico 5.1 (a) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M1G2	171
Gráfico 5.1 (b) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M2G2	171
Gráfico 5.1 (c) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M3G2	172
Gráfico 5.1 (d) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M4G2	172
Gráfico 5.1 (e) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M5G2	173
Gráfico 5.1 (f) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M6G2	173
Gráfico 5.1 (g) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M2G3	174
Gráfico 5.2 (a) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 3 e 4 vs deslocamento do modelo M1G2	181
Gráfico 5.2 (b) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 1 e 2 vs deslocamento do modelo M1G2	181
Gráfico 5.3 (a) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M2G2	181
Gráfico 5.3 (b) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M2G2	181
Gráfico 5.4 (a) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M3G2	182
Gráfico 5.4 (b) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M3G2	182
Gráfico 5.5 (a) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M4G2	182

Gráfico 5.5 (b) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M4G2	182
Gráfico 5.6 (a) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M5G2	182
Gráfico 5.6 (b) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M5G2	182
Gráfico 5.7 (a) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M6G2	183
Gráfico 5.7 (b) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M6G2	183
Gráfico 5.8 (a) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M2G3	183
Gráfico 5.8 (b) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M2G3	183
Gráfico 5.9 - Curva histerética força horizontal vs deslocamento do modelo M1G2	185
Gráfico 5.10 - Curva histerética força horizontal vs deslocamento do modelo M2G2	185
Gráfico 5.11 - Curva histerética força horizontal vs deslocamento do modelo M3G2	186
Gráfico 5.12 - Curva histerética força horizontal vs deslocamento do modelo M4G2	186
Gráfico 5.13 - Curva histerética força horizontal vs deslocamento do modelo M5G2	187
Gráfico 5.14 - Curva histerética força horizontal vs deslocamento do modelo M6G2	187
Gráfico 5.15 - Curva histerética força horizontal vs deslocamento do modelo M2G3	188
Gráfico 5.16 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M1G2	197
Gráfico 5.16 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M1G2	197
Gráfico 5.17 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M2G2	197
Gráfico 5.17 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M2G2	197
Gráfico 5.18 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M3G2	197
Gráfico 5.18 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M3G2	197
Gráfico 5.19 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M4G2	198
Gráfico 5.19 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M4G2	198
Gráfico 5.20 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M5G2	198
Gráfico 5.20 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M5G2	198
Gráfico 5.21 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M6G2	198
Gráfico 5.21 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M7G2	198
Gráfico 5.22 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M2G3	199
Gráfico 5.22 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M2G3	199
Gráfico 5.23 - Energia dissipada por ciclo vs amplitude dos ciclos para os modelos submetidos a ensaios cíclicos	200

Gráfico 5.24 - Energia dissipada por ciclo vs amplitude dos ciclos para os modelos M1G2, M2G2 e M3G2	200
Gráfico 5.25 - Energia dissipada por ciclo vs amplitude dos ciclos para os modelos M1G2, M2G2 e M4G2	201
Gráfico 5.26 - Energia dissipada por ciclo vs amplitude dos ciclos para os modelos M1G2, M2G2 e M5G2	201
Gráfico 5.27 - Energia dissipada por ciclo vs amplitude dos ciclos para os modelos M1G2, M2G2 e M6G2	202
Gráfico 5.28 - Energia dissipada por ciclo vs amplitude dos ciclos para os modelos M1G2, M2G2 e M2G3	202
Gráfico 5.29 (a) - 5º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	205
Gráfico 5.29 (b) - 6º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	205
Gráfico 5.29 (c) - 7º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	205
Gráfico 5.29 (d) - 8º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	205
Gráfico 5.29 (e) - 9º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	206
Gráfico 5.29 (f) - 10º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	206
Gráfico 5.29 (g) - 11º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	206
Gráfico 5.29 (h) - 12º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	206
Gráfico 5.29 (i) - 13º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	206
Gráfico 5.29 (j) - 14º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	206
Gráfico 5.29 (k) - 15º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	207
Gráfico 5.29 (l) - 16º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico	207
Gráfico 5.30 (a) - Energia dissipada normalizada por ciclo de M1G2 a M6G2 e M2G3	207
Gráfico 5.30 (b) - Energia dissipada normalizada por ciclo de M1G2, M2G2 e M3G2	208
Gráfico 5.30 (c) - Energia dissipada normalizada por ciclo de M1G2, M2G2 e M4G2	208
Gráfico 5.30 (d) - Energia dissipada normalizada por ciclo de M1G2, M2G2 e M5G2	209

Gráfico 5.30 (e) - Energia dissipada normalizada por ciclo de M1G2, M2G2 e M6G2	209
Gráfico 5.30 (f) - Energia dissipada normalizada por ciclo de M1G2, M2G2 e M2G3	210
Gráfico 5.31 - Valores do índice de danos para cada ciclo, para cada modelo	212
Gráfico 5.32 (a) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio de M1G2	213
Gráfico 5.32 (b) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio de M2G2	213
Gráfico 5.32 (c) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio de M3G2	214
Gráfico 5.32 (d) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio de M4G2	214
Gráfico 5.32 (e) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio de M5G2	214
Gráfico 5.32 (f) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio de M6G2	214
Gráfico 5.32 (g) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio de M2G3	214
Gráfico 5.33 - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M1G2	215
Gráfico 5.34 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M2G2	216
Gráfico 5.34 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M2G2	216
Gráfico 5.35 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M3G2	216
Gráfico 5.35 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M3G2	216
Gráfico 5.36 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M4G2	216
Gráfico 5.36 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M4G2	216
Gráfico 5.37 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M5G2	217
Gráfico 5.37 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M5G2	217
Gráfico 5.38 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M6G2	217
Gráfico 5.38 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M6G2	217
Gráfico 5.39 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M2G3	217
Gráfico 5.39 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M2G3	217
Gráfico 5.40 (a) - Extensão na cinta do pilar original nos picos da curva histerética para os modelos M1G2 a M6G2 e M2G3	218
Gráfico 5.40 (b) - Extensão na cinta do reforço nos picos da curva histerética para os modelos M2G2 a M6G2 e M2G3	219
Gráfico 5.41 (a) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M2G2	219
Gráfico 5.41 (b) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M3G2	219
Gráfico 5.41 (c) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M4G2	219
Gráfico 5.41 (d) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M5G2	219
Gráfico 5.41 (e) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M6G2	220

Gráfico 5.41 (f) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M2G3	220
---	-----

Capítulo 6

Gráfico 6.1 - Carga <i>versus</i> deslocamento do ensaio de um provete cúbico, obtido numericamente	229
Gráfico 6.2 - Carga <i>versus</i> deslocamento do ensaio de um provete de aço, obtido numericamente	231
Gráfico 6.3 - Força vs deslocamento resultante de um ensaio do tipo pull-off	233
Gráfico 6.4 - Força vs deslocamento resultante de um ensaio do tipo slant shear	236
Gráfico 6.5 - Curvas Força <i>versus</i> Deslocamento dos modelos M1G1 (experimental), modelo NR_8_1 e modelo NR_9_6	238
Gráfico 6.6 - Curvas força <i>versus</i> deslocamento do modelo NR_9_6, do modelo NR_10_1 e do modelo NR_13_1	240
Gráfico 6.7 - Curvas força <i>versus</i> deslocamento do modelo M6G1 (experimental) e do modelo R_MON_1	241
Gráfico 6.8 - Curvas força <i>versus</i> deslocamento do modelo R_MON_1 e do modelo R_JA_1	242
Gráfico 6.9 - Curvas força <i>versus</i> deslocamento do modelo R_MON_1 e do modelo R_ST_3	243
Gráfico 6.10 - Curvas Força <i>versus</i> Deslocamento do modelo R MON_mv_1, do modelo R NA_mv_2 e dos modelos M6G1 e M2G1	245
Gráfico 6.11 - Força <i>versus</i> deslocamento do modelo R_MON_1, do modelo R_ST_3 e do modelo R_ST_100_2	247

SIMBOLOGIA

Letras Latinas Maiúsculas

A	- coeficiente que varia com a natureza dos agregados e a potência de compactação
A_s	- área da secção da armadura existente no comprimento s de acordo com o REBAP
A_{s1}	- área da armadura longitudinal de compressão do pilar
A_{s1r}	- área da armadura longitudinal de compressão do reforço
A_{s2}	- área da armadura longitudinal de tracção do pilar
A_{s2r}	- área da armadura longitudinal de tracção do reforço
B	- coeficiente que depende da potência e do processo de compactação
C	- dosagem de cimento
C_1	- coeficiente que depende da resistência do betão na expressão de Walraven
C_2	- coeficiente que depende da resistência do betão na expressão de Walraven
C_s	- constante que tem em conta a densidade do betão na expressão de Raths
D_{max}	- diâmetro máximo dos agregados
E_c	- módulo de elasticidade do betão
$E_{c,28}$	- valor do módulo de elasticidade do betão, aos 28 dias
$E_{c,de}$	- valor do módulo de elasticidade do betão, à data do ensaio
E_s	- valor médio do módulo de elasticidade do aço das armaduras do pilar
E_{sr}	- valor médio do módulo de elasticidade do aço das armaduras do reforço
F_{c1}	- resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do pilar
F_{c1r}	- resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do pilar
F_{c1v}	- resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do pilar
F_{c2}	- resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do pilar
F_{c2r}	- resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do pilar
F_{c2v}	- resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do pilar
F_e	- carga equivalente (média da carga máxima e da carga última)
F_{max}	- valor experimental da carga máxima
$F_{max,cic}$	- valor máximo da carga horizontal registado nos ensaios lentos cíclicos
$F_{max,mon}$	- valor teórico da carga máxima, admitindo comportamento monolítico do modelo
$F_{max,mn}$	- valor máximo da carga horizontal registado nos ensaios lentos monotónicos

$F_{max,na}$	- valor teórico da carga máxima, admitindo não aderência entre o reforço e o pilar
F_{rot}	- carga de rotura
F_{s1}	- resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do pilar
F_{s1r}	- resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do reforço
F_{s2}	- resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do pilar
F_{s2r}	- resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do reforço
F_u	- valor experimental da carga última.
F_y	- valor experimental da carga de cedência
F_y^+	- valor da carga de cedência, calculado a partir dos resultados dos ensaios lentos cíclicos para amplitude positiva
F_y^-	- valor da carga de cedência, calculado a partir dos resultados dos ensaios lentos cíclicos para amplitude negativa
F_{yt}^+	- valor da carga horizontal necessário para plastificar completamente as armaduras do modelo no sentido positivo
F_{yt}^-	- valor da carga horizontal necessário para plastificar completamente as armaduras do modelo no sentido negativo
$F_{y,mon}$	- valor teórico da carga de cedência, admitindo comportamento monolítico do modelo
$F_{y,na}$	- valor teórico da carga de cedência, admitindo não aderência entre o reforço e o pilar
I	- índice de vazios
K	- coeficiente que depende da consistência do betão
K'	- parâmetro que varia em função da potência de compactação
K_e	- rigidez equivalente (média da rigidez inicial e da rigidez secante)
K_i	- rigidez inicial
K_s	- rigidez secante (relação entre os valores experimentais da carga e do deslocamento de cedência)
M_{max}	- momento flector máximo na secção de encastramento
M_y	- momento flector de cedência na secção de encastramento
N	- esforço axial na secção de encastramento
N_{max}	- valor medido do esforço axial, correspondente à carga máxima
N_r	- esforço axial na secção de encastramento do reforço
N_u	- valor medido do esforço axial, correspondente à carga última
N_y	- valor medido do esforço axial, correspondente à carga de cedência
R	- raio médio do molde
R^2	- quadrado do coeficiente de correlação
S	- dosagem de adição
W	- energia dissipada em cada ciclo

Letras Latinas Minúsculas

a	- volume de água da amassadura
ad	- volume de adjuvante
a_{s1}	- distância entre a face comprimida do pilar e o centro geométrico da armadura longitudinal de compressão do pilar
a_{s1r}	- distância entre a face comprimida do reforço e o centro geométrico da armadura longitudinal de compressão do reforço
a_{s2}	- distância entre a face traccionada do pilar e o centro geométrico da armadura longitudinal de tracção do pilar
a_{s2r}	- distância entre a face traccionada do reforço e o centro geométrico da armadura longitudinal de tracção do reforço
b	- largura da secção transversal do pilar
c	- coesão do betão
cim	- volume absoluto do cimento
e	- espessura do reforço
$erro_{mon}$	- erro entre o resultado experimental e o resultado analítico considerando comportamento monolítico do modelo
$erro_{na}$	- erro entre o resultado experimental e o resultado analítico considerando não aderência entre o reforço e o pilar
f_c	- valor médio da resistência à compressão do betão do pilar à data do ensaio
f_c'	- resistência à compressão do betão relativa a provetes cilíndricos para Patnaik
f_{cc}'	- resistência à compressão do betão relativa a provetes cúbicos na expressão de Walraven
f_{cd}	- valor de dimensionamento da resistência à compressão do betão de acordo com o EC 2 e o MC 90
$f_{c,j}$	- valor da tensão de rotura à compressão do betão aos j dias
$f_{ck,28}$	- valor característico da tensão de rotura à compressão do betão, aos 28 dias
$f_{ck,de}$	- valor característico da tensão de rotura à compressão do betão, à data do ensaio
$f_{cm,28}$	- valor médio da tensão de rotura à compressão do betão, aos 28 dias
$f_{cm,de}$	- valor médio da tensão de rotura à compressão do betão, à data do ensaio
f_{cr}	- valor médio da resistência à compressão do betão do reforço à data do ensaio
f_{ctd}	- valor de dimensionamento da resistência à tracção do betão de acordo com o EC 2 e o MC 90
$f_{ctk0,05}$	- valor característico, correspondente ao quantilho 5% da resistência à tracção do betão de acordo com o EC 2 e o MC 90
f_{ctm}	- valor médio da tensão de rotura à tracção do betão
f_{sy}	- valor médio da tensão de cedência do aço das armaduras do pilar

f_{syr}	- valor médio da tensão de cedência do aço das armaduras do reforço
f_y	- valor nominal da tensão de cedência do aço
f_{yd}	- valor de dimensionamento da tensão de cedência do aço de acordo com o EC 2 e o MC 90
h	- altura da secção transversal do pilar
k	- constante da expressão de Loov
k_{en}	- factor de correcção da posição do eixo neutro
$k_{I,j}$	- coeficiente associado às características da pasta ligante
k_T	- parâmetro que depende da rugosidade da superfície da interface na expressão do EC 2
$p(d)$	- percentagem de passados em volume absoluto do conjunto de agregados, cimento e adição, no peneiro de malha igual a d mm
$p'(d)$	- percentagem em volume absoluto da totalidade dos agregados que passam através do peneiro de malha igual a d mm
p_s	- percentagem da adição
p_{c+s}	- percentagem em volume absoluto de cimento e adição, em relação à totalidade de material sólido
p_i	- proporção em volume absoluto com que o agregado i entra na mistura
$P_i(d)$	- percentagem do agregado da classe i que passa através do peneiro de malha d
$p_{misi}(d)$	- percentagem da mistura das r classes de agregados usadas que passa no peneiro de malha d
s	- espaçamento das armaduras de acordo com o REBAP
sil	- volume absoluto da adição
$\tan\phi$	- parâmetro que depende da rugosidade da superfície interface na expressão de Mast
v	- volume absoluto dos componentes ligantes
vv	- volume de vazios
x_c	- abcissa dos pontos da curva granulométrica
x	- posição do eixo neutro
x_2	- posição da fronteira da parte parabólica do diagrama de tensões no betão
x_{2r}	- posição da fronteira da parte parabólica do diagrama de tensões no betão do reforço
x_r	- a posição do eixo neutro na secção do reforço
y	- distância entre os eixos neutros do reforço e do pilar original
y_c	- ordenada dos pontos da curva granulométrica
z	- braço da carga horizontal
$z(F_{cl})$	- braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do pilar
$z(F_{clr})$	- braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do pilar

- $z(F_{c1v})$ - braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do pilar
 $z(F_{c2})$ - braço da resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do pilar
 $z(F_{c2r})$ - braço da resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do pilar
 $z(F_{c2v})$ - braço da resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do pilar
 $z(F_{s1})$ - braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do pilar
 $z(F_{s1r})$ - braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do reforço
 $z(F_{s2})$ - braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do pilar
 $z(F_{s2r})$ - braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do reforço

Letras Gregas

- Δ - erro entre a curva da mistura e a curva de referência
 Σ_{ag} - soma dos volumes absolutos dos agregados
 α - ângulo entre os conectores e a normal à superfície da interface de acordo com o EC 2
 β - parâmetro que depende da rugosidade da superfície da interface na expressão do MC 90
 δ^+ - valor do deslocamento num pico de amplitude positiva
 δ^- - valor do deslocamento num pico de amplitude negativa
 $\delta_{max,mtn}$ - deslocamento correspondente ao valor máximo da carga horizontal registado nos ensaios lentos monotónicos
 δ_{rot} - deslocamento correspondente à carga de rotura
 δ_u - deslocamento correspondente à carga última
 δ_y - valor experimental do deslocamento de cedência
 δ_{yt}^+ - deslocamento correspondente a F_{yt}^+
 δ_{yt}^- - deslocamento correspondente a F_{yt}^-
 δ_y^+ - valor da amplitude positiva do quarto ciclo do histograma de deslocamentos dos ensaios cíclicos
 δ_y^- - valor da amplitude negativa do quarto ciclo do histograma de deslocamentos dos ensaios cíclicos
 ε_{ij} - valor médio da extensão registada nos extensómetros i e j
 ε_c - extensão na fibra mais comprimida de betão do pilar
 ε_{cr} - extensão na fibra mais comprimida de betão do reforço
 ε^N - extensão na secção transversal do modelo devido ao esforço axial

ε_{s1}	- extensão na armadura longitudinal de compressão do pilar
ε_{s1r}	- extensão na armadura longitudinal de compressão do reforço
ε_{s2}	- extensão na armadura longitudinal de tracção do pilar
ε_{s2r}	- extensão na armadura longitudinal de tracção do reforço
ϕ	- factor de redução de capacidade na expressão do PCI
ϕ_i	- ângulo de atrito interno
γ	- compacidade da pasta ligante
η	- energia dissipada normalizada num dado ciclo
μ	- coeficiente de atrito nas expressões do EC 2, do MC 90 e do CSA
μ_c	- massa volúmica do cimento
μ_e	- coeficiente de atrito efectivo na expressão do PCI
μ_s	- massa volúmica da adição
μ_δ	- ductilidade (relação entre o deslocamento correspondente à carga de rotura e o deslocamento correspondente à carga de cedência)
ν_P	- coeficiente de Poisson
ν	- coeficiente que depende da resistência à compressão do betão de acordo com o EC 2
ν_{Rd}	- valor de dimensionamento da tensão de corte longitudinal resistente por unidade de comprimento de acordo com o REBAP, com o CSA e com o JSCE
ν_u	- resultante de corte última por área para Patnaik
ρ	- relação entre a área da armadura de corte e a área da superfície da interface
ρ_r	- raio de curvatura do eixo do modelo na secção de encastramento do reforço
ρ_v	- relação entre a área da armadura de corte e a área da superfície da interface de acordo com Patnaik, o CSA e o JSCE
σ	- força de compressão na interface na expressão de Loov
σ_{cd}	- valor de dimensionamento da força de compressão na interface de acordo com o MC 90
σ_N	- força de compressão na interface na expressão do EC 2
τ	- valor médio da tensão de corte longitudinal
τ_{Rd}	- valor de dimensionamento da tensão de corte longitudinal resistente de acordo com o EC 2 e o MC 90

Capítulo 1 - Introdução

1.1 Reforço de Estruturas de Betão Armado

A necessidade de reforçar uma estrutura de betão armado está associada a vários factores. Ainda em fase construtiva, pode surgir no caso de existirem erros ao nível do projecto de estabilidade, erros na composição/produção do betão ou ainda erros de execução. Durante o período de vida da estrutura, a ocorrência de sismos ou de acções de acidente como choques, incêndios ou explosões pode também implicar operações de reforço nomeadamente se a estrutura tiver sofrido danos significativos. Também situações com modificação da função da estrutura para condições mais desfavoráveis, agravamento de requisitos regulamentares ou alteração das exigências de serviço podem originar o reforço da estrutura. A existência de alguma degradação, leva ainda à execução de operações cosméticas ou mesmo de reparação antes de se iniciar o reforço.

A decisão de reforçar uma estrutura de betão armado é, sobretudo, uma decisão económica. Rodriguez e Park apresentaram uma revisão bibliográfica exaustiva sobre reparação e reforço de edifícios de betão armado em áreas sísmicas [Rodriguez e Park 1991] dando especial ênfase aos pilares de betão armado. Baseia-se em trabalhos relativos a estruturas danificadas por sismos nos Balcãs, Japão, México e Perú. Refere-se ainda a estruturas que necessitam de reforço para satisfazerem as exigências de códigos recentes, exemplificando para o Japão, México e EUA. De acordo com os autores, a decisão de reparar e reforçar uma estrutura depende da inspecção à estrutura danificada após o sismo, da avaliação da sua capacidade sísmica e da análise da relação custo/benefício das diferentes possibilidades de actuação. No caso do sismo de 1985 no México, provou-se que alguns edifícios reparados e reforçados tinham um valor no mercado entre três a quatro vezes o custo da operação mais acabamentos.

Também Bresson, num trabalho sobre reforço de pontes de betão armado [Bresson 1972], refere que é absolutamente necessário, antes de decidir reforçar, efectuar um estudo prévio da estrutura existente, já que a análise do projecto não é suficiente. É sempre necessário fazer observações *in situ* que conduzem muitas vezes à execução de ensaios. Refere os seguintes aspectos fundamentais a analisar: qualidade e aspecto do betão; sistema de fissuração; resistência à tracção e à compressão do betão; disposição real das armaduras e dos recobrimentos. A história da estrutura também é importante: carregamentos sucessivos, redistribuições de carga devidas a fluência, efeitos de retracção, etc.

Não há um critério consensual para o dimensionamento de reforço de estruturas de betão armado. Rodriguez e Park referem o exemplo do sismo de 1981 na Grécia [Rodriguez e Park 1991], onde foi requerido um incremento de 50% no coeficiente de corte basal no dimensionamento do reforço. No Japão, o critério de dimensionamento sísmico é determinado utilizando um procedimento de

avaliação das estruturas de betão armado existentes que é baseado na avaliação da capacidade sísmica, usando um índice sísmico I_s , que é um produto de índices de resistência, ductilidade e outros factores. Este índice é comparado com o índice de protecção sísmica, que está relacionado com o coeficiente de corte basal. Este procedimento de avaliação japonês está baseado na experiência obtida na avaliação de danos em estruturas, após a ocorrência de sismos no Japão.

A escolha da técnica de reforço a adoptar depende dos objectivos que se pretende atingir. As técnicas de reforço de estruturas de betão armado dividem-se basicamente em adição de novos elementos e reforço de elementos existentes. De acordo com um trabalho apresentado por Sugano, sobre reforço sísmico de edifícios de betão armado existentes no Japão [Sugano 1981], baseando-se nas operações levadas a cabo na sequência do sismo de 1968 em Tokachi-oki, os objectivos do reforço dividem-se em aumentar a resistência em relação a cargas laterais, aumentar a ductilidade ou uma combinação dos dois objectivos anteriores. Normalmente a adição de novos elementos à estrutura aumenta a sua resistência e o reforço de elementos de pórticos existentes melhora a sua ductilidade.

Os exemplos que Sugano [Sugano 1981] apresenta para o primeiro caso incluem: adição de paredes resistentes dentro de um pórtico, adição de paredes resistentes de ambos os lados de um pilar, contraventamento metálico em X de um pórtico e adição de contrafortes. Para o caso do reforço de elementos, fornece os seguintes exemplos: encamisamento de aço com injeção de argamassa, colocação de cantoneiras nos cantos do pilar original ligadas por travessas e encamisamento de betão com armadura em malha. Neste segundo caso, pode-se ainda inserir o método de colagem de chapas de aço ou de materiais compósitos, usado sobretudo em vigas de pontes em que maiores exigências de serviço obriguem ao seu reforço.

Rodriguez e Park, relativamente à selecção do método de reparação e reforço sísmico, referem que usualmente o objectivo é aumentar a resistência lateral da estrutura [Rodriguez e Park 1991]. Em muitos casos, com qualquer um dos métodos de reforço de estruturas, está também associado um incremento de rigidez lateral. Deve-se ter em atenção este facto para evitar uma distribuição irregular de rigidez na estrutura reforçada. Geralmente também é obtido um aumento da ductilidade global da estrutura.

Um dos métodos mais comumente usados no Japão, após os sismos de 1968 em Tokachi-oki e de 1978 em Miyagiken-oki, foi providenciar paredes resistentes adicionais. Uma desvantagem deste método deve-se ao facto do aumento de resistência lateral estar concentrado e poder ser necessário executar novas fundações ou reforçar as fundações existentes, o que pode agravar de forma significativa o custo global do projecto de reforço. Uma alternativa melhor, na opinião dos autores, é em geral o reforço de pilares. Com este método o aumento da resistência lateral está dividido uniformemente por toda a estrutura.

Outro método de reforço, com vantagens e inconvenientes semelhantes, é a colocação de contraventamentos metálicos. Outros inconvenientes deste método prendem-se com a falta de informação relativa ao comportamento sísmico do contraventamento adicionado, bem como com mudanças indesejáveis na arquitectura original do edifício e ainda com o custo e a falta de experiência na aplicação do método.

Rodriguez e Park referem que o Japan Concrete Institute recolheu informação sobre a reparação e reforço de 157 edifícios de betão armado existentes, construídos entre 1933 e 1975 [Rodriguez e Park 1991]. A avaliação desta informação mostra que a maior parte do reforço foi executado em edifícios não danificados e que, em apenas 18% dos casos, a razão do reforço se prendia com danos provocados por sismos. Em 85% dos casos, o reforço foi executado por adição de paredes resistentes e, em 35% dos casos, foi usado encamisamento dos pilares. A adição de contraventamentos metálicos foi adoptada em 2% dos casos.

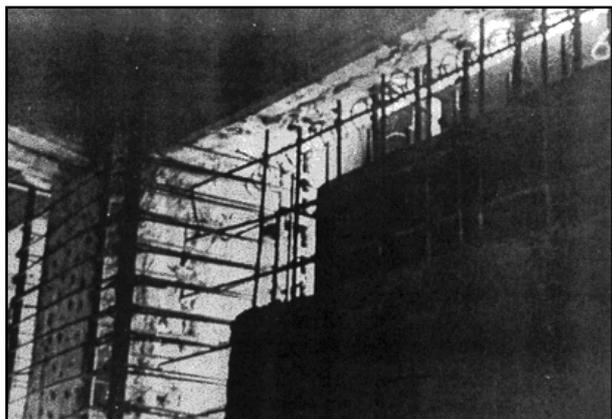
Aguilar *et al.* realizaram, em 1989, um estudo estatístico sobre danos e técnicas de reparação e reforço em 114 edifícios de betão armado, afectados pelo sismo de 19 de Setembro de 1985 na Cidade do México [Aguilar *et al.* 1989]. A informação inclui a localização dos edifícios, a configuração estrutural, o modo de rotura dominante, as causas prováveis dos danos e as técnicas de reparação e reforço usadas. Do trabalho conclui-se que o modo de rotura mais comum ocorreu em elementos verticais (paredes e pilares) independentemente do tipo estrutural. As causas mais frequentemente observadas de danos foram a disposição assimétrica de paredes de alvenaria em edifícios de canto e as irregularidades geométrica e de rigidez no plano. As técnicas de reparação e reforço mais utilizadas foram o encamisamento com betão armado dos elementos estruturais e a adição de paredes resistentes.

Existem vários trabalhos publicados com exemplos de estruturas de betão armado reforçadas com diferentes técnicas. Geralmente não se opta por uma única técnica de reforço, mas por um sistema de reforço, constituído por uma combinação de diferentes técnicas. Sugano apresenta, no seu trabalho [Sugano 1981], quatro exemplos de estruturas reforçadas, na sequência do sismo de 12 de Junho de 1978 de Miyagiken-oki, na Cidade do Sendai. O primeiro caso é o edifício de uma escola de cinco pisos. Os danos mais graves verificaram-se essencialmente nos pilares. Estes foram substituídos com betão novo e armadura adicional. A resistência global, em relação a cargas horizontais, foi aumentada pela adição de paredes resistentes inseridas em pórticos e pelo aumento da espessura de paredes resistentes existentes. Na maior dimensão do edifício, foram adicionados contraventamentos metálicos, em X, aos pórticos. Os elementos de contraventamento foram fixados, em todos os pisos, às vigas exteriores existentes, por meio de placas de aço. A medição de micro excitações indicou que a operação de reparação e reforço restaurou a rigidez do edifício com praticamente o seu valor pré-sísmico. A capacidade de absorção de cargas laterais do edifício, segundo a sua direcção longitudinal, foi aumentada de aproximadamente 1,8 vezes, em relação à resistência antes do sismo.

1.2 Técnicas de Reforço de Estruturas de Betão Armado

Armado

Apresenta-se, no Anexo A, uma descrição mais desenvolvida de estudos conduzidos por diversos autores, sobre cada uma das técnicas de reforço de estruturas de betão armado, referidas sinteticamente neste ponto.



Fotografia 1.1 [Jara *et al.* 1989]

A técnica de reforço por **adição de paredes resistentes** a pórticos existentes (Fotografia 1.1) tem sido uma das mais utilizadas no caso de reforço sísmico [Aguilar *et al.* 1989, Rodriguez e Park 1991, Sugano 1981]. A principal vantagem deste método é o aumento significativo da resistência a cargas laterais e da rigidez. O principal inconveniente prende-se com o facto do aumento de rigidez introduzido ser localizado pelo que pode ser necessário

reforçar também as fundações [Rodriguez e Park 1991, Roeder *et al.* 1996]. A eficiência do reforço está também dependente da forma como é realizada a ligação da parede ao pórtico no qual é inserida, razão pela qual se obtêm conclusões de diferentes investigadores aparentemente contraditórias [Sugano 1981, Hayashi *et al.* 1980]. Outro factor importante é o reforço da base dos pilares do pórtico no qual se pretende inserir a parede, por ser geralmente uma zona de emenda de varões e por ficar sujeita a cargas axiais elevadas devido à acção pórtico - parede [Frosch *et al.* 1996, Valluvan *et al.* 1993].



Fotografia 1.2⁽¹⁾

A técnica de reforço por **adição de contraventamento metálico** (Fotografia 1.2) é usada sobretudo como reforço sísmico. Apresenta como principais vantagens a rapidez de execução e a não perturbação do funcionamento habitual do edifício. Os inconvenientes normalmente apontados são: a eventual necessidade de novas fundações ou de reforço das fundações dos pórticos aos quais é adicionado o contraventamento [Rodriguez e Park 1991, Roeder *et al.* 1996], a alteração da estética do edifício, o comportamento dinâmico fortemente influenciado pelos elementos de contraventamento e pelos pormenores de ligação e a ausência de prática na execução do método [Aslani e Goel 1991, Badoux e Jirsa 1990, Rodriguez e Park 1991, Sugano 1981]. Devido à

⁽¹⁾ Fotografia gentilmente cedida pelo Prof. Eng.º Federico Mazzolani, Universidade de Nápoles "Federico II".

interacção entre o contraventamento metálico e o pórtico existente ao qual é ligado, surgem nos pilares de betão esforços axiais consideráveis e, devido à excentricidade entre os dois, surgem elevados momentos normais ao plano do pórtico [Foutch *et al.* 1989].

A técnica de reforço por **colagem de chapas de aço** (Fotografia 1.3) tem sido usada

sobretudo em vigas de pontes. Normalmente a necessidade de reforçar esses elementos não se deve aos sismos mas antes a situações de alteração das exigências de serviço da estrutura, como sejam os casos de alargamento da faixa de rodagem ou condições mais exigentes de tráfego à qual correspondem sobrecargas superiores às previstas no projecto. De entre as vantagens



Fotografia 1.3 [Dussek 1978]

desta técnica destacam-se a possibilidade da operação de reforço ser realizada sem interrupção do trânsito e o facto de não alterar a geometria da estrutura. O principal problema desta técnica é a durabilidade das juntas coladas expostas às influências atmosféricas [Van Gemert e Van den Bosch 1986, Calder 1988, Jones 1988]. A descolagem é muitas vezes provocada pela corrosão das chapas de aço e por variações locais de temperatura [Jones 1988, Hamoush e Ahmad 1990b]. A ancoragem das chapas de aço também representa um ponto fraco [Jones 1988, Hussain *et al.* 1995]. A utilização desta técnica em vigas de edifícios apresenta um inconveniente adicional que é a necessidade de protecção contra incêndio das chapas de aço e principalmente da resina epóxida, usada habitualmente como agente ligante, que perde características para temperaturas não muito elevadas [Forge 1977, Lucas 1977, Correia 1993, Branco 1998].

A técnica de reforço de vigas de betão armado por **colagem de materiais compósitos** (Fotografia 1.4) surge como uma

evolução da técnica de reforço por colagem de chapas de aço. De facto um dos maiores problemas apresentados pela última relaciona-se com a corrosão das chapas de aço que afecta adversamente a resistência da colagem. A substituição do aço por um material resistente à corrosão é pois um

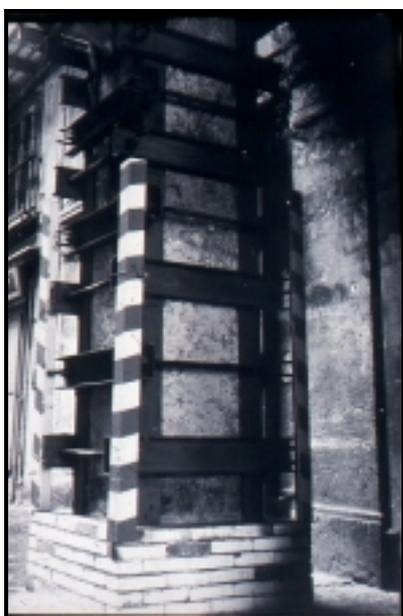


Fotografia 1.4 ⁽¹⁾

progresso lógico [Saadatmanesh e Ehsani 1990]. No entanto, os materiais compósitos apresentam

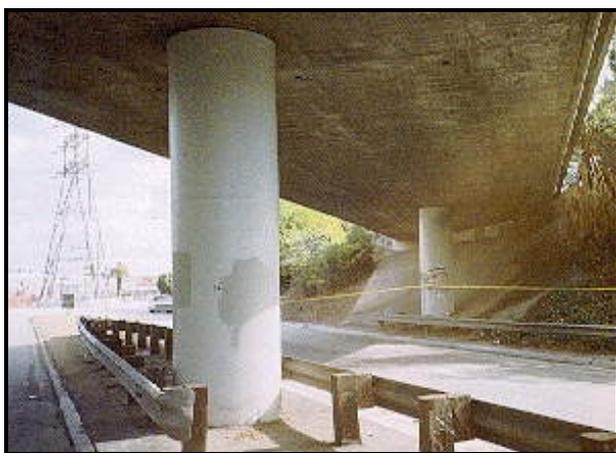
⁽¹⁾ Fotografia retirada do *site* do Grupo Contech: <http://www.contechservices.com>.

desvantagens em relação ao aço: o seu comportamento é elástico até à rotura não apresentando o patamar de cedência associado ao aço, colocando a questão da ductilidade, além disso alguns desses materiais perdem características sob a acção dos raios ultravioleta sendo necessário providenciar uma protecção eficaz. A transposição desta técnica para o reforço de edifícios implica, tal como no caso das chapas de aço, a sua protecção contra incêndio. Vários aspectos desta técnica inovadora são objecto de estudo por parte de diferentes investigadores: resistência e ductilidade [Saadatmanesh e Ehsani 1991, Cardoso *et al.* 2000], confinamento [Dias da Silva e Santos 2001a e 2001b], efeito de extremidade [Sharif *et al.* 1994, Juvandes 1999, Costeira Silva *et al.* 2000], metodologia de dimensionamento [Plevris *et al.* 1995], avaliação de danos [Feng e Bahng 1999], comportamento cíclico [Barros *et al.* 2000], encamisamento [Xiao *et al.* 1999], etc.



Fotografia 1.5 ⁽¹⁾

A técnica de reforço por **aplicação de perfis metálicos** (Fotografia 1.5) é usada principalmente em pilares de edifícios quando há necessidade de efectuar reforço sísmico ou por qualquer outra das razões anteriormente enumeradas. A vantagem desta técnica é o facto do aumento de rigidez ser uniformemente distribuído não havendo necessidade de reforçar as fundações. Os inconvenientes apontados prendem-se com o facto do processo ser trabalhoso, exigir mão de obra especializada e necessitar de protecção contra incêndio, sobretudo devido à perda de resistência das resinas epóxicas, geralmente usadas para realizar a ligação das cantoneiras ao pilar, para temperaturas pouco elevadas. Existem poucos trabalhos publicados sobre esta técnica de reforço [Ramirez e Barcena 1975, Appleton *et al.* 1985, Ramirez *et al.* 1992b].



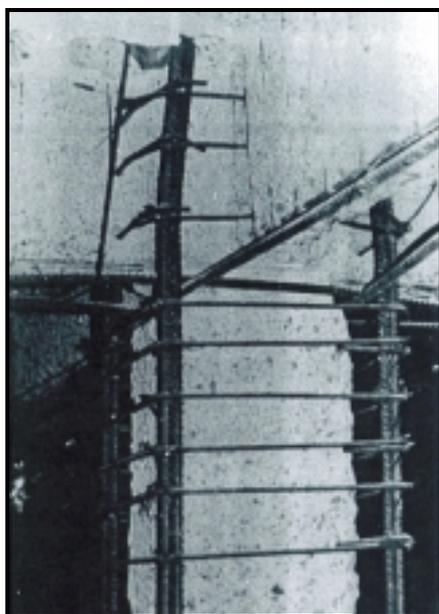
Fotografia 1.6 ⁽²⁾

A técnica de reforço por **encamisamento metálico** (Fotografia 1.6) é geralmente usada para reforçar pilares de pontes, devido ao agravamento de requisitos regulamentares anteriormente referido. Também é usada em pilares de pórticos, para reforçar a região junto à base, por ser geralmente a zona de emenda dos varões da armadura longitudinal, logo um ponto fraco, quando se utilizam técnicas de reforço por adição

⁽¹⁾ Fotografia gentilmente cedida pelo Prof. Eng.º Federico Mazzolani, Universidade de Nápoles "Federico II".

⁽²⁾ Fotografia retirada do *site* do turner Fairbank Highway Research Center: <http://www.tfhr.gov>.

de paredes resistentes ou de contraventamento metálico, por ficarem sujeitos a esforços de tracção elevados, para carregamento cíclico, devido ao aumento de rigidez introduzido. A vantagem do método é a obtenção de um confinamento lateral eficaz e aumento de resistência ao corte com um insignificante aumento da secção transversal. Os inconvenientes prendem-se com o facto da operação exigir mão-de-obra especializada e, no caso de aplicação da técnica em edifícios, a necessidade de prever protecção contra incêndio. Existem alguns trabalhos publicados que abordam diversos aspectos desta técnica de reforço: confinamento e resistência ao corte [Chai *et al.* 1991, Priestley *et al.* 1994a e b, Aboutaha *et al.* 1999], ductilidade e resistência [Aboutaha *et al.* 1996], efeito da colagem [Hunaiti *et al.* 1992], metodologia de aplicação [Ramirez *et al.* 1992c], abordagem analítica [Chai *et al.* 1994], comportamento sísmico [Aboutaha e Machado 1999], etc.



Fotografia 1.7 [JAR 1]

A técnica de reforço por **encamisamento de betão armado** (Fotografia 1.7) é utilizada principalmente em pilares por qualquer uma das razões enumeradas no início. Como vantagens desta técnica pode-se referir a simplicidade de execução, não necessitando de mão de obra especializada uma vez que apenas é necessário o conhecimento das técnicas de construção de estruturas novas, a distribuição uniforme do aumento de rigidez da estrutura não sendo em geral necessário o reforço das fundações e o aumento de durabilidade do pilar em contraponto com a necessidade de protecção contra a corrosão ou incêndio das técnicas em que o aço fica exposto e em que são usadas resinas epóxicas. O principal inconveniente é o facto de, no caso de se pretender obter continuidade do reforço entre pisos,

haver necessidade da armadura longitudinal de reforço atravessar a laje. Isso obriga a furar a laje e, no caso de esta ser vigada, a posição dos varões da armadura longitudinal de reforço fica condicionada. Diferentes aspectos desta técnica de reforço mereceram a atenção de vários investigadores, sendo alguns referidos em 1.3.

1.3 Objectivos do Trabalho de Investigação

Alguns dos trabalhos publicados sobre a técnica de reforço de pilares por encamisamento de betão armado, referidos no Anexo 1, abordam aspectos como a distribuição de forças entre o pilar original e o reforço em compressão simples [Ramirez e Barcena 1975], quantificação do incremento obtido com o reforço na resistência ao corte e na ductilidade [Hayashi *et al.* 1980], eficácia no melhoramento da resposta a cargas laterais cíclicas [Bett *et al.* 1988], modificação do modo de rotura de pórticos de betão armado de viga forte - pilar fraco para viga fraca - pilar forte, efeito da distribuição da armadura longitudinal do reforço e efeito do pilar original danificado na resposta cíclica [Alcocer e Jirsa 1990], influência da cintagem na resposta cíclica [Gomes 1992, Gomes e Appleton 1994], aumento de resistência, rigidez e ductilidade [Rodriguez e Park 1994], modificação do modo de rotura de pórticos de betão armado severamente danificados reforçados por encamisamento total dos pilares [Stoppenhagen *et al.* 1995], entre outros.

Ainda que em quase todos os trabalhos citados anteriormente seja referido que um factor importante no comportamento do pilar reforçado é a ligação entre o betão original e o betão do reforço, fundamental para assegurar o monolitismo do elemento compósito, nenhuma análise quantitativa da influência da interface é apresentada. Este foi precisamente o objectivo principal definido para o presente trabalho.

Uma vez definido o objectivo principal, seleccionaram-se os parâmetros cuja influência se pretendia estudar e os parâmetros que, embora tendo influência, se decidiu considerar fixos. Não existindo no laboratório equipamento necessário à realização de ensaios de retracção e de fluência de betões, as idades destes foram os primeiros parâmetros a fixar. Os parâmetros cuja influência se decidiu analisar foram os seguintes:

- (1) a **rugosidade da superfície do betão original**, tendo-se adoptado os métodos de preparação de superfícies mais utilizados em obra - escova de aço, martelo eléctrico e jacto de areia, considerando-se ainda a situação betonada contra cofragem metálica como referência;
- (2) a utilização de um **agente ligante**, optando-se por uma resina epóxida bastante usada em obra;
- (3) a **composição do betão de reforço**, tendo-se adoptado misturas correspondentes a betões com resistências à compressão desde $30MPa$ até $100MPa$, pretendendo-se também com o último analisar a viabilidade de realizar o reforço com betões de alta resistência;
- (4) a **aplicação a posteriori de conectores metálicos** perpendicularmente à superfície da interface, considerando-se diferentes valores da percentagem mecânica de armadura, dois produtos comerciais para executar a ancoragem da mesma e as situações não armada e previamente armada como referências.

1.4 Planeamento do Trabalho de Investigação e Organização da Tese

Para atingir os vários objectivos enumerados no ponto anterior, ou seja, estudar a influência dos quatro parâmetros adoptados no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado, seria necessário fazer variar apenas um deles de cada vez, fixar os restantes e considerar um número estatisticamente representativo de modelos idênticos, o que implicaria a realização de centenas de ensaios, o que seria perfeitamente inviável de concretizar com modelos à escala real. Foi então planeado um **Programa Experimental** organizado em duas fases, descrito seguidamente e resumido no Quadro 1.1.

PROGRAMA EXPERIMENTAL			
Fases	Grupos	Tipos de Ensaios	Parâmetros Estudados
I	1	<i>slant shear</i> e <i>pull-off</i>	a rugosidade da superfície da interface e o pré-humedecimento da mesma
	2	<i>slant shear</i> e <i>pull-off</i>	a aplicação de resinas epóxicas na superfície da interface e o <i>pot-life</i> desses produtos
	3	<i>slant shear</i>	a composição do betão do reforço
	4	<i>push-off</i>	a aplicação de conectores e a eficácia de 2 produtos comerciais de ancoragem
II	0	monotónicos	o funcionamento da instalação projectada e o comportamento de 2 tipos de reforço
	1	monotónicos	o comportamento monotónico de pilares reforçados com diferentes tratamentos da superfície da interface
	2	cíclicos	o comportamento cíclico de pilares reforçados com diferentes tratamentos da superfície da interface
	3	monotónicos e cíclicos	o comportamento monotónico e cíclico de pilares reforçados antes e depois de aplicado o esforço axial

Quadro 1.1 - Programa Experimental

Na **Fase I** foram definidos quatro grupos de ensaios. Os ensaios adoptados foram os ensaios de corte dos tipos *slant shear test* e *push-off test*. A selecção foi feita com base em trabalhos publicados por diversos investigadores e em simulações numéricas realizadas pelo método dos elementos finitos. Como os ensaios referidos só podem ser realizados em laboratório, considerou-se ainda o ensaio de tracção do tipo *pull-off test*, de fácil execução em obra e de potencial interesse no caso de ser correlacionável com os primeiros.

No **Grupo 1** definiu-se a realização de ensaios dos tipos *slant shear test* e *pull-off test* para avaliar a influência da rugosidade da superfície de betão original nas resistências ao corte e à tracção da ligação. Os parâmetros fixados foram as composições e as idades dos betões original e de reforço. O parâmetro variável foi a rugosidade da superfície do betão original. Cinco situações foram

estudadas: superfície betonada contra cofragem metálica (referência), superfície preparada com escova de aço, superfície picada parcialmente com martelo eléctrico, superfície picada totalmente com martelo eléctrico e superfície tratada com jacto de areia. Como existe alguma controvérsia relativamente à vantagem ou não de humedecer a superfície de betão original antes da aplicação do betão de reforço, foi considerada uma situação adicional para analisar esse factor.

No **Grupo 2** adoptaram-se também os ensaios dos tipos *slant shear test* e *pull-off test* para avaliar o incremento de resistência ao corte e à tracção conseguido na ligação entre o betão original e o betão de reforço quando, em conjugação com as cinco preparações da superfície da interface consideradas no primeiro grupo, se utiliza um agente ligante. Neste caso optou-se por uma resina epóxida, o ICOSIT K 101 da SIKA, uma vez que a sua utilização é prática corrente em obra. Como estes produtos têm um tempo de vida bastante curto e atendendo a que em obra não é difícil deixar ultrapassar o mesmo, decidiu-se considerar uma situação adicional para estudar a importância desse factor.

No **Grupo 3** decidiu-se realizar apenas ensaios de corte do tipo *slant shear test* para avaliar a influência da composição do betão de reforço na resistência ao corte da ligação. Os parâmetros fixados foram a composição do betão original, as idades dos betões e a preparação da superfície do betão original. O parâmetro variável foi a composição do betão de reforço em que três situações foram analisadas.

No **Grupo 4** adoptaram-se ensaios de corte do tipo *push-off test*, para analisar o aumento de resistência ao corte obtido na ligação entre o betão original e o betão de reforço quando se utilizam conectores de aço aplicados *a posteriori* perpendicularmente à superfície da interface. Os parâmetros fixados foram as composições e as idades dos betões, a preparação da superfície do betão original, o tipo de conectores aplicados e o produto usado para ancorar os mesmos, o Hilti HIT-HY 150 da HILTI. O parâmetro variável foi o número de conectores aplicados. Quatro situações foram consideradas: nenhum conector (referência), dois conectores, quatro conectores e seis conectores. Como existem diversos produtos no mercado para ancorar varões, decidiu-se considerar duas situações adicionais, uma para comparar com o desempenho de um produto concorrente, o ICOSIT K 101 da SIKA, e outra com conectores embebidos *a priori* para servir como referência. Como o tipo de ensaio de corte adoptado - *push-off test* - não apresenta a mesma distribuição de tensões que o tipo de ensaio de corte adoptado no primeiro grupo - *slant shear test* - considerou-se importante prever uma terceira situação adicional, idêntica à situação sem conectores mas com uma preparação da superfície do betão original diferente, para analisar a sensibilidade deste ensaio à rugosidade da superfície da interface.

Na **Fase II**, tendo por objectivo o tema do trabalho - analisar a influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado - foram definidos dois grupos principais de ensaios. Em função das conclusões extraídas dos resultados obtidos com os

ensaios realizados na primeira fase foram definidos: (a) o tipo de preparação da superfície a efectuar no betão original, tendo-se adoptado o tratamento com jacto de areia, (b) a não utilização de agentes ligantes, (c) o tipo de betão do reforço, tendo-se optado por um *grout* comercial pré-preparado de alta resistência e auto-compactável, o SikaGrout da SIKA e (d) a consideração de uma situação de reforço com conectores, por poder influenciar o comportamento cíclico do pilar reforçado, tendo-se escolhido o Hilti HIT-HY 150 da HILTI como agente ligante.

No **Grupo 1** definiu-se a realização de ensaios lentos monotónicos de modelos de pilares reforçados com encamisamento de betão armado e no **Grupo 2** determinou-se a realização de ensaios lentos cíclicos de modelos idênticos aos do primeiro grupo. Decidiu-se considerar seis situações em cada um desses grupos: pilar não reforçado (referência), pilar com o reforço não aderente (limite inferior), pilar com o reforço totalmente aderente - pilar monolítico - (limite superior), pilar reforçado sem preparação da superfície da interface, pilar reforçado após preparação da superfície da interface com jacto de areia e pilar reforçado após preparação da superfície da interface com jacto de areia e aplicação de conectores metálicos.

Considerou-se ainda um grupo inicial de ensaios, **Grupo 0**, para testar toda a instalação e, eventualmente, proceder a alterações e um grupo complementar de ensaios, **Grupo 3**, para estudar se o facto do reforço ser realizado com ou sem o esforço axial instalado tem influência significativa nos resultados.

Não se tendo verificado descolamento do reforço de nenhum dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos ou cíclicos, avançou-se a justificação de tal facto se dever à ocorrência de esmagamento do betão na face comprimida da secção do encastramento antes de se mobilizarem as tensões de escorregamento que o provocariam. Considerou-se interessante proceder a uma análise numérica, utilizando um programa comercial de elementos finitos, para investigar se ocorreria o referido escorregamento do reforço para pilares curtos.

O **Estudo Numérico** organizou-se em quatro partes, descritas seguidamente e sintetizadas no Quadro 1.2.

Procedeu-se, na **Parte 1**, à modelação numérica dos ensaios dos materiais e de alguns ensaios da Fase I do Programa Experimental, *pull-off test* e *slant shear test*, com o objectivo de validar os elementos finitos sólidos, barra e interface e os critérios de rotura (Mohr-Coulomb e Drucker-Prager), de cedência (Von Mises) e de delaminação, adoptados, respectivamente, para o betão, o aço e a interface.

Na **Parte 2**, construíram-se modelos numéricos para simular o ensaio lento monotónico do modelo não reforçado e, na **Parte 3**, desenvolveram-se modelos numéricos para simular os ensaios lentos monotónicos do pilar reforçado monolítico, do pilar reforçado com a superfície da interface tratada com jacto de areia, do pilar reforçado sem tratamento da superfície da interface e do pilar com o reforço não aderente.

Na **Parte 4**, analisou-se numericamente uma série de modelos construídos com base no modelo reforçado sem tratamento da interface desenvolvido na Parte 3, alterando apenas as coordenadas verticais dos nós deste de forma a se obterem pilares reforçados com 90, 80, 70, 60 e 50% da altura do modelo de referência.

ANÁLISE NUMÉRICA		
Partes	Ensaio Modelado / Simulado	Objectivos
1	ensaio de compressão do betão, de tracção do aço, <i>slant shear</i> e <i>pull-off</i>	testar os diferentes elementos e critérios utilizados, os refinamentos das malhas, etc.
2	ensaio monotónico do pilar não reforçado	testar e validar o modelo
3	ensaio monotónico dos pilares reforçados	testar e validar os modelos
4	ensaio monotónico de pilares reforçados curtos	tirar conclusões relativamente ao risco de descolamento do reforço para pilares curtos

Quadro 1.2 - Análise Numérica

A tese está organizada nos seguintes capítulos:

Capítulo 1 e Anexo A - Introdução e referências a estudos conduzidos por diversos autores sobre diferentes técnicas de reforço de estruturas de betão armado.

Capítulo 2 e Anexos B, C, D e E - Estudo da influência de diferentes parâmetros na resistência da interface, baseado na análise dos resultados da Fase 1 do Programa Experimental.

Capítulo 3 - Abordagem analítica, planeamento dos ensaios, análise dos resultados dos ensaios do Grupo 0 e preparação dos modelos da Fase 2 do Programa Experimental.

Capítulo 4 - Estudo do comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado, com diferentes tratamentos da superfície da interface, submetidos a ensaios lentos monotónicos, baseado na análise dos resultados dos ensaios dos Grupos 1 e 3 da Fase 2 do Programa Experimental.

Capítulo 5 - Estudo do comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado, com diferentes tratamentos da superfície da interface, submetidos a ensaios lentos cíclicos, baseado na análise dos resultados dos ensaios dos Grupos 2 e 3 da Fase 2 do Programa Experimental.

Capítulo 6 e Anexo F - Análise da modelação numérica dos ensaios experimentais realizados e da simulação de novas situações.

Capítulo 7 - Conclusões e sugestões.

Capítulo 2 - A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

2.1 A Rugosidade da Superfície da Interface

2.1.1 - Introdução

No Capítulo 1 e no Anexo A, relativamente à técnica de reforço por encamisamento de betão armado, nota-se que houve uma preocupação, nos diferentes trabalhos referidos, em aumentar a rugosidade da superfície do pilar original antes da aplicação do betão de reforço, tendo sido utilizados diferentes métodos de preparação da superfície.

Rodriguez e Park mencionam que, antes da betonagem, a superfície das unidades que não tinham sido previamente ensaiadas, foi picada até atingir uma rugosidade de cerca de *2mm* a *3mm* [Rodriguez e Park 1994].

Ramirez *et al.*, em face dos resultados obtidos com os ensaios realizados, concluem que um factor importante na resistência do pilar reforçado é o atrito e a aderência entre o betão novo e o betão velho [Ramírez *et al.* 1991], o que os leva a realizar novos ensaios em que apresentam um melhoramento das técnicas utilizadas [Ramírez *et al.* 1992a]. Uma dessas técnicas consiste no encamisamento do pilar em betão armado produzindo previamente no betão original reentrâncias rectangulares de *2cm* de profundidade. Uma outra técnica estudada consistia no encamisamento de betão armado picando previamente as arestas do pilar original, colocando quatro armaduras no centro dos lados e uma armadura em hélice unida às armaduras novas e às originais com um espaçamento de *6cm*. Em qualquer um dos casos os resultados foram significativamente melhores do que os obtidos no trabalho inicial.

Bett *et al.* referem que os modelos foram primeiro sujeitos a um tratamento com jacto de areia para aumentar a sua rugosidade e que a capacidade lateral do pilar reforçado pode ser calculada com fiabilidade assumindo compatibilidade completa entre o encamisamento de betão projectado e o pilar original [Bett *et al.* 1988].

Alcocer e Jirsa indicam que o betão do pilar original foi retirado até expor os inertes por meio de martelo pneumático e que não foi detectada perda de aderência entre o betão velho e o betão novo [Alcocer e Jirsa 1990]. Num trabalho posterior [Alcocer 1993] é referido que, para melhorar a aderência entre o betão velho e o betão novo, a superfície do pilar original foi picada à mão até expor os inertes e posteriormente limpa de pequenas partículas e pó através de uma escova dura e um aspirador. Sobre esta matéria, é feita referência ao trabalho de Bass *et al.* em que se conclui que praticamente qualquer tratamento da rugosidade da superfície é adequado para transferir esforços de corte desde que a camada superficial de betão e pó sejam removidos e alguns inertes expostos.

É ainda indicada a seguinte conclusão: na preparação da superfície, deve-se aumentar a rugosidade do betão e limpar (usando uma escova dura e um aspirador ou água) para obter uma boa aderência entre o betão existente e o betão novo.

Stoppenhagen *et al.* [Stoppenhagen *et al.* 1995] indicam que a rugosidade da superfície existente foi aumentada por meio de martelos eléctricos para aumentar a interacção entre o betão novo e o existente. Os autores referem ainda a importância no sucesso do método de reforço da excelente interacção observada entre o betão novo e o existente e que todas as indicações mostraram que os pilares se comportaram monoliticamente.

Os autores dos trabalhos referidos são unânimes quanto à necessidade de aumentar a rugosidade da superfície do pilar original antes da aplicação do betão de reforço, no entanto, em nenhum dos trabalhos citados está quantificada a resistência obtida com cada um dos métodos utilizados (picar à mão, picar com martelo pneumático, tratamento com jacto de areia) não sendo possível concluir qual o mais indicado, nem quantificar a sua eficiência.

Existem alguns trabalhos publicados sobre aderência de materiais de reparação a betão existente em que a preparação da superfície da interface através de diversas técnicas é abordada. No entanto, uma vez que são diferentes os ensaios adoptados, as composições do betão do substrato, os materiais de reparação, o método de aplicação, as diferenças de idades entre eles, a idade à data do ensaio, as condições de temperatura e humidade relativa, a utilização ou não de agentes de ligação, etc, as conclusões apresentadas não são muitas vezes coincidentes sendo mesmo em alguns casos contraditórias.

Neste sub-capítulo apresentam-se os resultados de um estudo experimental realizado com o objectivo de quantificar a influência da rugosidade da superfície do pilar original na resistência da ligação. As seguintes situações foram estudadas:

- (1) superfície betonada contra cofragem metálica (referência);
- (2) superfície preparada com escova de aço;
- (3) superfície picada parcialmente (nos vértices de uma malha quadrada com 20mm de lado);
- (4) superfície picada parcialmente submergida em água 24 horas antes da segunda betonagem;
- (5) superfície tratada com jacto de areia;
- (6) superfície picada totalmente;
- (7) superfície tratada com jacto de areia - repetição.

A situação (4) foi considerada devido ao facto da influência do pré-humedecimento da superfície da interface ser contraditória na bibliografia, a situação (6) foi considerada face aos resultados obtidos com as situações (1) a (5) e decidiu-se repetir a situação (5), designada situação (7), face à

confrontação dos resultados obtidos com as situações (1) a (5) com os resultados obtidos no Grupo 2 da Fase I da parte experimental deste estudo, descritos no sub-capítulo seguinte.

Os tipos de ensaios adoptados foram o *slant shear test* e o *pull-off test*. O primeiro é um ensaio de corte e foi seleccionado de entre uma série de ensaios em função dos resultados de uma simulação numérica realizada pelo método dos elementos finitos e das conclusões publicadas por diferentes investigadores na sequência da realização de diferentes ensaios. O segundo é um ensaio de tracção e foi escolhido por ser um ensaio que pode ser realizado *in situ* o que, na possibilidade de ser correlacionável com o primeiro, tem enormes vantagens, além de ser fundamental para a correcta caracterização do comportamento da interface.

Os parâmetros fixados foram as composições e as idades dos betões original e do reforço. Estes parâmetros foram definidos após a realização de ensaios preliminares para diferentes composições e idades dos betões, uma vez que o que se pretendia era obter rotura pela interface.

Em resumo, foram definidos os seguintes objectivos:

- (1) Investigar a **influência da rugosidade** da superfície da interface na resistência da ligação;
- (2) Investigar a **influência do pré-humedecimento** da superfície da interface na resistência da ligação;
- (3) Analisar a **correlação** entre a **resistência ao corte** e a **resistência à tracção** da ligação.

2.1.2 - Preparação da Superfície da Interface

Existem alguns trabalhos publicados sobre a aderência de materiais de reparação a betão existente em que são referidas diversas técnicas de tratamento da superfície da interface. Um dos aspectos que reúne unanimidade por parte dos diferentes autores é a necessidade de aumentar a rugosidade da superfície do betão existente para atingir o interbloqueio mecânico dos agregados e obter uma estrutura de poros abertos no substrato para absorver o material de reparação.

Relativamente à *técnica de tratamento da superfície com martelos pneumáticos*, que tem sido prática corrente em muitos países para remover a camada danificada do betão do substrato, a opinião dos diferentes investigadores é coincidente. Todos referem que este método danifica o betão existente provocando microfissuração, devido à acção mecânica do martelo, resultando no enfraquecimento da interface [Hindo 1990, Silfwerbrand 1990, Saucier e Pigeon 1991, Abu-Tair *et al.* 1996].

Talbot *et al.*, referindo-se a um trabalho de Felt de 1956, salientam que qualquer método que enfraqueça o betão saudável e provoque microfissuração deve ser evitado, devendo pela mesma razão limitar-se a massa do martelo pneumático [Talbot *et al.* 1994]. Talbot *et al.* obtiveram bons resultados com uma combinação da técnica de tratamento da superfície com martelo pneumático seguida do método de preparação da superfície com jacto de areia [Talbot *et al.* 1994]. Referem ainda que a utilização cuidadosa de martelos pneumáticos de pequena massa não danifica de forma

significativa o substrato, contudo, os resultados obtidos com esta técnica não foram bons, mas os autores atribuem esse facto a uma ineficaz limpeza da superfície.

A *técnica de tratamento da superfície com jacto de água* e a *técnica de preparação da superfície com jacto de areia* são consideradas pela maioria dos autores aquelas que melhores resultados apresentam [Emmons 1994, Hindo 1990, Silfwerbrand 1990, Talbot *et al.* 1994, Austin *et al.* 1995]. Existem, no entanto, conclusões contraditórias: Talbot *et al.*, citando o trabalho de Felt, referem que este obteve resultados fracos com a técnica do jacto de areia tendo atribuído esse facto ao polimento provocado pela mesma [Talbot *et al.* 1994]. No entanto, no estudo experimental conduzido pelos autores, as maiores resistências foram obtidas com o processo de tratamento com jacto de areia ainda que se tivesse verificado uma diminuição com o tempo.

Outras técnicas como *tratamento da superfície com escova de aço*, *utilização de produtos químicos abrasivos*, *polimento com esmeril*, *jacto de partículas metálicas*, etc, são também referidas na bibliografia [Laval 1977, Hindo 1990, Silfwerbrand 1990, Emmons 1994, Talbot *et al.* 1994, Austin *et al.* 1995, Abu-Tair *et al.* 1996, Cleland e Long 1997]. Talbot *et al.* referem que as resistências mais baixas foram atingidas para o tratamento da superfície da interface com escova de aço [Talbot *et al.* 1994]. Austin *et al.* indicam que o tratamento da superfície da interface com produtos químicos pode dificultar a limpeza posterior da mesma [Austin *et al.* 1995]. Referem ainda que, no estudo experimental por eles realizado, utilizaram um retardador de presa tendo obtido uma superfície bastante rugosa mas os resultados foram inferiores aos obtidos com a técnica do jacto de areia. Cleland e Long usaram um ácido para preparar a superfície mas consideraram difícil assegurar que todo o ácido e resíduos fossem removidos da superfície [Cleland e Long 1997]. Talbot *et al.* obtiveram resultados pobres com as superfícies polidas com esmeril, conclusões que contrariam as de Saucier e Pigeon que obtiveram bons resultados com superfícies cortadas [Talbot *et al.* 1994]. As referências à técnica de tratamento da superfície da interface com jacto de partículas metálicas [Emmons 1994, Cleland e Long 1997] indicam este método como fornecendo bons resultados.

Foram já referidas a diferença de valores e, em casos extremos, as conclusões contraditórias formuladas pelos vários autores. Essas diferenças nos resultados foram atribuídas às diferenças nos ensaios adoptados, na composição do betão existente, no material de reparação utilizado, na forma de aplicação do mesmo, nas diferenças de idades entre eles, nas condições de humidade relativa e temperatura, etc. Decidiu-se, então, fixar todos os parâmetros que podem influenciar a resistência da interface à excepção do tratamento da sua superfície, adoptando-se os métodos mais usualmente utilizados em obra:

- (1) superfície **betonada contra cofragem metálica** (referência);
- (2) superfície preparada com **escova de aço**;
- (3) superfície **picada parcialmente** (nos vértices de uma malha quadrada com 20mm de lado);

- (4) superfície tratada com **jacto de areia**.

Como existe alguma controvérsia relativamente à vantagem ou não de humedecer previamente a superfície do betão original antes da aplicação do betão de reforço (assunto abordado em 2.1.3), foi considerada uma situação adicional para analisar esse factor:

- (5) superfície **submergida em água** 24 horas antes da segunda betonagem.

Face aos resultados relativamente fracos, obtidos com os provetes com a superfície picada parcialmente, decidiu-se considerar posteriormente a situação:

- (6) superfície **picada totalmente**.

Em virtude dos resultados registados para os provetes com a superfície preparada com jacto de areia terem sido algo surpreendentes quando comparados com os resultados obtidos com os provetes com a superfície preparada com a mesma técnica e com aplicação posterior de uma resina epóxida (ensaios descritos em 2.2), decidiu-se repetir os ensaios para esta situação:

- (7) superfície tratada com **jacto de areia - repetição**.

2.1.3 - Pré-Humedecimento da Superfície da Interface

Relativamente ao pré-humedecimento ou não da superfície da interface as opiniões divergem quanto à situação mais indicada. Mesmo em normas e códigos as recomendações são contraditórias.

Emmons refere que o nível de humidade do substrato pode ser crítico para atingir a aderência [Emmons 1994]. Um substrato excessivamente seco pode absorver demasiada água do material de reparação. Isto resultará em retracção excessiva. Humidade excessiva no substrato pode fechar os poros e impedir a absorção do material de reparação. Um meio saturado com a superfície seca pode ser considerado, na opinião de Emmons, a melhor solução.

Saucier e Pigeon, num estudo sobre durabilidade de ligações [Saucier e Pigeon 1991], afirma que o humedecimento do betão base, antes da aplicação do betão novo, não pareceu influenciar significativamente a durabilidade da ligação. Refere que este parâmetro dá lugar a fortes contradições na literatura e mesmo em normas. Exemplifica com a *AASHTO-AGB-ARTBA Joint Committee*, que recomenda a aplicação da camada de betão novo sobre uma superfície seca de betão (excepto em dias de verão quentes e secos onde o humedecimento é sugerido para reduzir a temperatura), e a *Canadian Standards Association standard A23.1*, que recomenda molhar a superfície do betão velho durante pelo menos 24 horas antes da aplicação da nova camada de betão.

Talbot *et al.* indicam que pré-humedecer a superfície do substrato antes da aplicação da nova camada é prática comum sendo contudo um assunto controverso [Talbot *et al.* 1994]. Referem o

trabalho de Sasse e Fiebrich onde se afirma que a presença de um filme de água inibe a formação de um contacto perfeito entre o betão novo e o betão velho. Não encontraram, no entanto, grandes diferenças na resistência da aderência obtida entre superfícies secas em laboratório e superfícies pré-humedecidas.

Para Austin *et al.*, tanto a condição de humidade da superfície como a distribuição de humidade dentro do substrato são importantes [Austin *et al.* 1995]. Durante o processo de movimento da água duas coisas ocorrem, na opinião dos autores: penetração de água da argamassa de reparação nas capilaridades do substrato de betão e hidratação da pasta de cimento da reparação (pode também ocorrer hidratação do substrato em betões jovens). Referem o trabalho de Chorinsky que concluiu que o resultado de superfícies demasiado secas ou demasiado húmidas do substrato de betão na aderência de uma argamassa cimentícia não modificada é sempre o mesmo: a resistência da aderência é enfraquecida na interface. Os estudos realizados por Austin *et al.* [Austin *et al.* 1995] para examinar o efeito da humidade na resistência da aderência não se mostraram contudo conclusivos. Referem que há informação que sugere que uma condição saturada com superfície seca é melhor que uma com superfície molhada mas concluem que mais investigação nesta área é necessário.

Cleland e Long indicam que para as três composições utilizadas nos ensaios que realizaram, o padrão foi a diminuição da adesão com a diminuição da humidade relativa e com a diminuição de temperatura [Cleland e Long 1997].

Mais uma vez atendendo à não coincidência de conclusões e mesmo, em alguns casos, às divergências verificadas na literatura, para além das já referidas diferenças nos ensaios conduzidos pelos diversos autores, decidiu-se prever neste estudo uma situação adicional para analisar este parâmetro.

Adoptou-se a situação da superfície picada parcialmente como referência, tendo sido fabricados 10 meios provetes *slant shear* e 10 meios provetes *pull-off*. Metade dos referidos provetes foi conservada nas condições de temperatura e humidade relativa das instalações do LEME (Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas) do DEC da FCTUC, tal como os meios provetes das restantes situações consideradas. A outra metade foi submergida em água 24 horas antes da betonagem das segundas metades.

2.1.4 - Tipos de Ensaios e Ensaios Adoptados

Existem vários testes para avaliar a resistência da interface. Actualmente os mais usados são o ensaio de corte inclinado (*slant shear test*) e o ensaio de arrancamento (*pull-off test*).

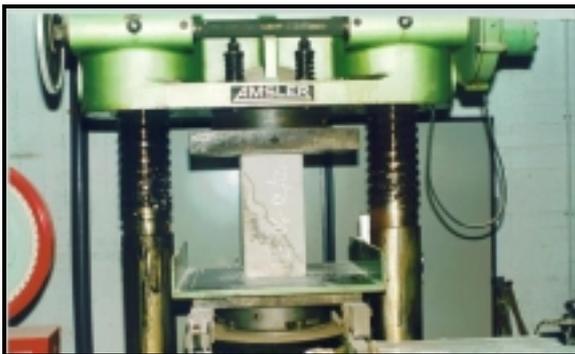
O ensaio de corte inclinado (slant shear test)

Neste ensaio, um prisma ou cilindro, produzido com o substrato e o material de reparação, com a linha de interface a 30° relativamente à vertical, é ensaiado à compressão numa prensa de ensaios (Fotografia 2.1a). A resistência ao corte é obtida dividindo o valor da componente da carga de rotura,

paralela à superfície da interface, pela área da mesma [prEN 12615:1996, ASTM C 882-91, Pereira 1999]. Se a aderência for boa, o provete rompe monoliticamente e não pela interface e o ensaio fornece apenas uma estimativa por defeito da referida grandeza. Emmons indica que este ensaio é usado pela maior parte dos fabricantes de materiais de reparação para avaliar a *performance* do produto [Emmons 1994]. Os resultados são altamente variáveis dependendo da resistência à compressão dos materiais e do tratamento da superfície da interface utilizado.

O teste de arrancamento (*pull-off test*)

A NTH Consultants, Ltd., Michigan e Trow, Ltd., Ontario foi pioneira e desenvolveu este método de sucesso [Hindo 1990] no qual testes de tracção directa do betão podem ser realizados *in situ* utilizando o dispositivo do LOK-TEST [Long e Murray 1984]. O procedimento consiste na execução de uma carote na área do teste que se deve estender a uma profundidade para além da interface de ligação para avaliar adequadamente a resistência da aderência. A seguir é colado com uma resina epóxida de presa rápida um disco de aço no topo da carote. Após a cura da resina epóxida é colocada uma grelha ajustável de carga e nivelada sobre a área de teste. O ensaio é então realizado usando o equipamento do *pull-out test* para aplicar uma força de tracção até à ocorrência da rotura (Fotografia 2.1b). Se esta for pela interface, o valor da força requerida para provocar a rotura dividida pela secção transversal da carote de betão é uma medida directa da resistência à tracção da interface. Caso contrário é uma estimativa por defeito. Como a rotura ocorre ao longo do plano mais fraco, este teste não só fornece uma medida quantitativa da resistência à tracção como também identifica a localização e natureza da rotura [Long e Murray 1984, Pereira 1999]. Isto muitas vezes esclarece problemas específicos tais como ligações fracas, substrato fraco, preparação da superfície imprópria ou outros defeitos de superfície.



Fotografias 2.1 - (a) Ensaio de corte inclinado (*slant shear test*) e (b) Ensaio de tracção directa (*pull-off test*).

O teste de tracção directa (*direct tensile testing*), Standards: ASTM E 149, RILEM 13MR, o teste de flexão (*flexural testing*), Standards: ASTM E 518, RILEM 13 MR, o teste de corte directo (*direct shear testing*), Standard: RILEM 13 MR, são outros exemplos de ensaios para avaliar a resistência da interface [Rizzo e Sobelman 1989].

Atendendo a que a interface do pilar reforçado por encamisamento de betão armado está sujeita sobretudo a esforços de corte, para cargas horizontais, efectuou-se uma simulação numérica,

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

através do método dos elementos finitos, de diferentes tipos de ensaios de corte. Constatou-se que o *slant shear test* era aquele que apresentava uma distribuição mais uniforme de tensões de corte e de tensões normais. No limite, efectuando uma análise estática, considerando comportamento linear elástico dos materiais, desprezando o confinamento induzido pelos pratos do equipamento de ensaio e assumindo iguais valores para os módulos de elasticidade do betão original e do betão de reforço, obtém-se um estado uniaxial de tensão ao contrário do que se verifica nos restantes ensaios (Figura 2.1). Obviamente que esta não é de todo a situação *in situ*. No entanto, como o objectivo é avaliar a influência da rugosidade na resistência ao corte da ligação, há todo o interesse em limitar a variação de tensões. Além disso, na opinião de diferentes autores, o *slant shear test* é um ensaio sensível à rugosidade da interface [Abu-Tair *et al.* 1996, Emmons 1994, Rizzo e Sobelman 1989].

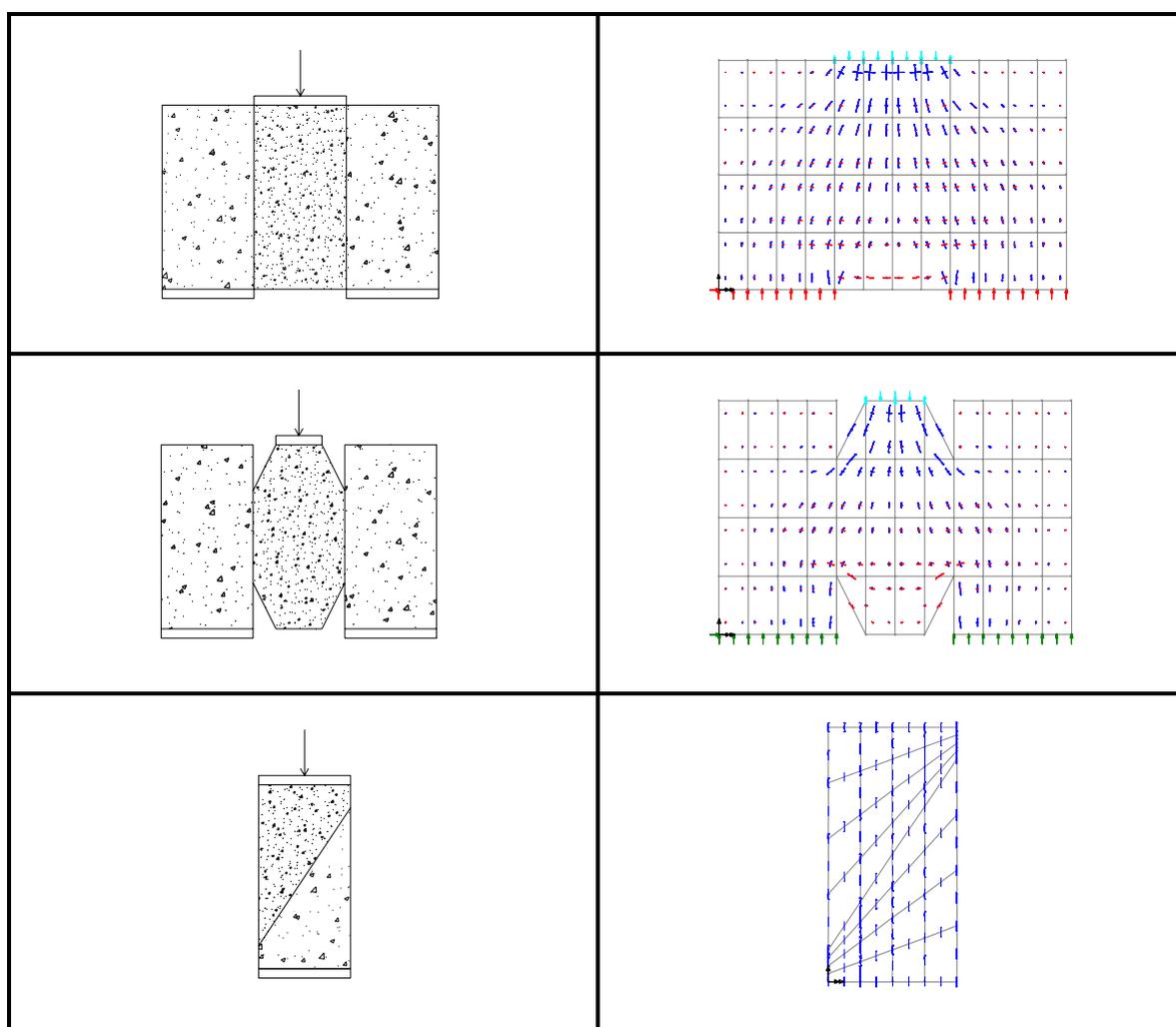


Figura 2.1 - Direcções principais em alguns ensaios de corte analisados.

Uma limitação do *slant shear test* é o facto de só ser possível realizá-lo em laboratório. Decidiu-se então considerar também um ensaio de tracção, tendo-se optado pelo *pull-off test*, com o propósito de verificar se os resultados de ambos os ensaios são correlacionáveis o que, a ser verdade, apresenta vantagens evidentes na avaliação *in situ* da resistência da ligação. Outro objectivo a atingir com a realização deste ensaio foi o de caracterizar o comportamento da interface.

2.1.5 - Parâmetros Fixados

A inexistência de uma câmara climática, com temperatura e humidade relativa controladas, foi um impedimento prático ao estudo da influência da retração diferencial na resistência da ligação. Decidiu-se então fixar as composições dos betões original e de reforço bem como as respectivas idades. Para definir esses parâmetros, procedeu-se a uma série de ensaios preliminares. Optou-se por não efectuar qualquer tipo de preparação da superfície da interface, presumindo-se ser essa a situação correspondente à de menor resistência. Consideraram-se diferentes composições de betões correspondentes a resistências à compressão crescentes e também valores crescentes de diferença de idades entre os betões.

Constatou-se que a resistência relativa da ligação parece diminuir com o aumento da resistência à compressão dos betões (pelo menos com a diminuição da relação água/cimento) e com o aumento da diferença de idades entre os betões original e de reforço. De facto, na situação limite considerada, correspondente a betões com uma resistência à compressão baixa e uma diferença de idades de apenas 24 horas, obteve-se uma carga de rotura dos provetes *slant shear* muito próxima, cerca de 90%, da carga de rotura de provetes monolíticos idênticos fabricados para servirem como referência.

Face aos resultados obtidos para superfície da interface lisa (betonada contra cofragem metálica) e para tentar evitar a obtenção de modos de rotura monolíticos, o que impediria comparar a eficácia dos diferentes métodos de preparação de superfície, decidiu-se considerar uma composição, tanto para o betão original como para o betão de reforço, com uma resistência à compressão de aproximadamente 50MPa . No sub-capítulo 2.3 são indicadas as composições dos betões utilizados na Fase 1 do estudo experimental, descrito neste capítulo, bem como a forma como foram obtidas.

Relativamente à diferença de idades entre o betão original e o betão de reforço, pela razão apresentada anteriormente e também para reproduzir o mais fielmente possível situações reais, em que a diferença de idades será significativa, optou-se por 12 semanas, tendo-se fixado o tempo entre a segunda betonagem de cada provete e o ensaio em 28 dias.

Para cada situação em estudo, foram executados 5 provetes do tipo *slant shear*, 5 provetes do tipo *pull-off* e ainda 6 cubos de 150mm de lado para controlo da resistência do betão (3 para cada amassadura).

2.1.6 - Calendarização dos Ensaios

Os ensaios a que se refere este sub-capítulo e todas as operações necessárias à realização dos mesmos foram executados nas instalações do Polo I do LEME (Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas) do DEC (Departamento de Engenharia Civil) da FCTUC (Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra). As datas em que essas operações foram levadas a cabo encontram-se indicadas no Quadro 2.1.

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

Designação	1ª Bet ⁽¹⁾	E C ⁽²⁾	T Sup ⁽³⁾	2ª Bet ⁽⁴⁾	SST ⁽⁵⁾	Car ⁽⁶⁾	Col ⁽⁷⁾	POT ⁽⁸⁾
ST	17.4.98	15.5.98	-	10.7.98	7.8.98	5.8.98	-	-
EA	5.5.98	2.6.98	27.7.98	28.7.98	25.8.98	2.9.98	3.9.98	4.9.98
PP	7.5.98	4.6.98	28.7.98	30.7.98	27.8.98	3.9.98	4.9.98	6.9.98
PPS	14.5.98	11.6.98	3.8.98	6.8.98	3.9.98	7.9.98	8.9.98	13.9.98
JA	19.5.98	16.6.98	1.8.98	11.8.98	8.9.98	14.9.98	16.9.98	18.9.98
PT	19.11.98	17.12.98	9.2.99	11.2.99	11.3.99	-	-	-
JAR	30.11.98	28.12.98	3.2.99	22.2.99	22.3.99	-	-	-

Quadro 2.1 - Datas de todas as operações relativas à Fase I Grupo 1.

LEGENDA 1

- (1) Datas das betonagens das primeiras metades dos provetes *slant shear* e *pull-off* e dos provetes cúbicos
- (2) Datas dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos
- (3) Datas das preparações das superfícies das interfaces dos provetes *slant shear* e *pull-off*
- (4) Datas das betonagens das segundas metades dos provetes *slant shear* e *pull-off*
- (5) Datas dos ensaios *slant shear* e dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos
- (6) Datas das realizações das carotagens nos provetes *pull-off*
- (7) Datas das colagens dos discos metálicos nos provetes *pull-off*
- (8) Datas dos ensaios *pull-off*

LEGENDA 2

- ST - superfície sem tratamento (betonada contra cofragem metálica)
- EA - superfície tratada com escova de aço
- PP - superfície picada parcialmente (apenas nos vértices de uma malha quadrada de 20mm de lado)
- PPS - superfície picada parcialmente e submergida 24 horas antes da segunda betonagem
- PT - superfície picada totalmente
- JA - superfície preparada com jacto de areia
- JAR - superfície preparada com jacto de areia (repetição)

2.1.7 - Preparação e Realização dos Ensaios

Para a realização dos ensaios descritos neste sub-capítulo foi executado um total de 14 amassaduras tendo sido usada sempre a composição de betão referida. Fabricaram-se, no total, 35 provetes *slant shear*, 25 provetes *pull-off* e 42 provetes cúbicos (25 provetes *slant shear*, 25 provetes *pull-off* e 30 provetes cúbicos para as 5 situações inicialmente previstas mais 10 provetes

slant shear e 12 provetes cúbicos para a situação posteriormente considerada da superfície da interface picada totalmente e para a repetição da situação da superfície da interface tratada com jacto de areia).

A tarefa inicial consistiu no fabrico das primeiras 25 metades dos provetes *slant shear*, das 25 primeiras metades dos provetes *pull-off* bem como de 15 provetes cúbicos de 150mm de lado para controlo do betão das correspondentes 5 amassaduras.

Na véspera de cada betonagem procedia-se à preparação dos moldes - limpeza, montagem e aplicação do óleo desmoldante - à pesagem do cimento, adjuvante, britas e areia previamente seca em estufa.

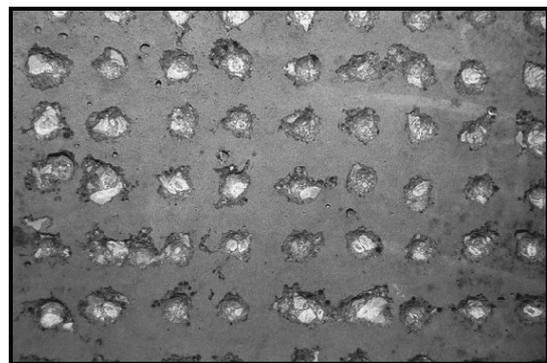
Como não se dispunha de câmara de cura de betões nas antigas instalações do LEME, os meios provetes *slant shear* e *pull-off*, bem como os provetes cúbicos, foram armazenados no laboratório nas condições de temperatura e humidade relativa do mesmo.

Vinte e oito dias após cada uma das betonagens foram realizados os ensaios dos provetes cúbicos para controlo do betão.

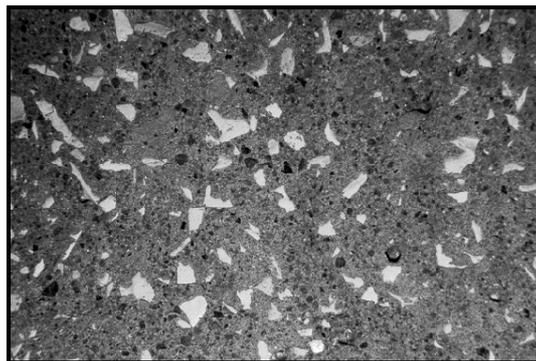
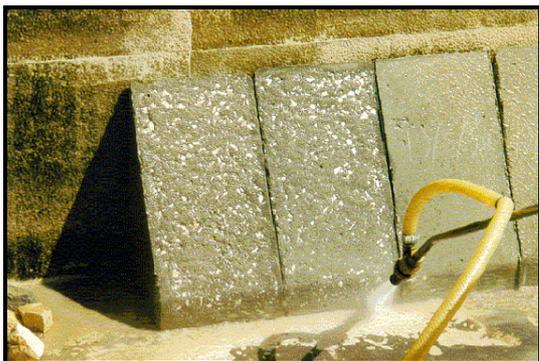
A tarefa seguinte consistiu na preparação da superfície do betão original dos meios provetes *slant shear* e dos meios provetes *pull-off* que foi tratada tendo sido utilizadas as técnicas referidas (Fotografias 2.2). Considerou-se ainda, como referência, a situação da superfície sem tratamento, ou seja, superfície lisa betonada contra cofragem metálica.



Fotografias 2.2 (a) - Preparação da superfície da interface com escova de aço.



Fotografias 2.2 (b) - Preparação da superfície da interface com martelo eléctrico de baixa potência (picada parcialmente).



Fotografias 2.2 (c) - Preparação da superfície da interface com jacto de areia

Os meios provetes *slant shear* e os meios provetes *pull-off* sem tratamento da superfície da interface e os obtidos com o tratamento com escova de aço foram designados respectivamente ST e EA. Os meios provetes *slant shear* e *pull-off* cuja superfície foi picada parcialmente nos vértices de uma grelha de 20mm de lado foram designados PP e PPS sendo a única diferença entre eles o facto de os segundos terem sido submergidos em água 24 horas antes da betonagem das segundas metades, com o objectivo de analisar a influência do pré-humedecimento da superfície da interface. Os meios provetes *slant shear* e *pull-off* obtidos com o tratamento com jacto de areia foram designados JA.

Imediatamente antes da segunda betonagem, a superfície da interface foi limpa com jacto de ar (Fotografia 2.3a) e humedecida, à excepção dos provetes PPS que foram submergidos 24 horas antes.

A tarefa seguinte consistiu no fabrico das 25 segundas metades dos provetes *slant shear*, das 25 segundas metades dos provetes *pull-off* e dos 15 provetes cúbicos de 150mm de lado para controlo do betão (Fotografia 2.3b).



Fotografia 2.3 (a) - Limpeza da superfície da interface com jacto de ar



Fotografia 2.3 (b) - Betonagem da segunda metade dos provetes *slant shear*, *pull-off* e cúbicos

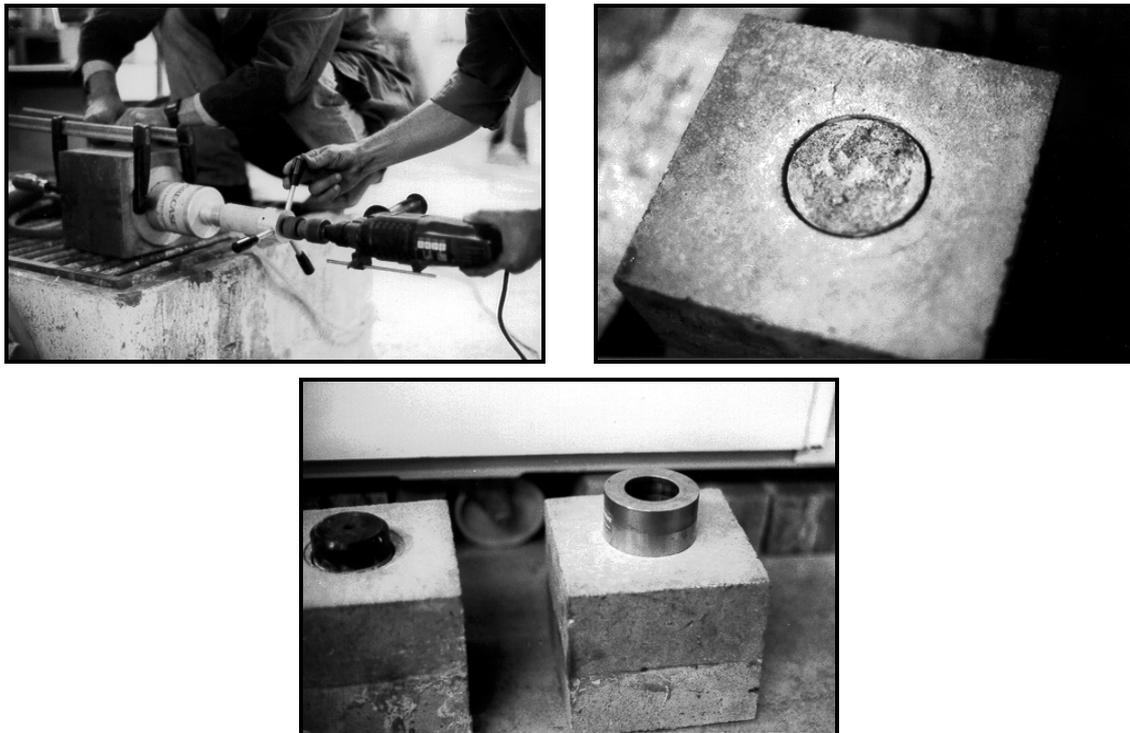
Os provetes *slant shear*, *pull-off* e cúbicos foram armazenados no laboratório nas condições de temperatura e humidade relativa do mesmo (Fotografia 2.3c).

Uma vez produzidos e armazenados todos os provetes necessários ao estudo descrito neste subcapítulo faltava ainda preparar os provetes *pull-off* para a realização do respectivo ensaio.



Fotografia 2.3 (c) - Armazenamento dos provetes *slant shear*, *pull-off* e cúbicos no LEME.

A tarefa final consistiu na realização de furos nos provetes *pull-off* com 75mm de diâmetro e 115mm de profundidade, ou seja, até 15mm abaixo da superfície da interface (Fotografias 2.4a e 2.4b). Posteriormente foram colados com uma resina epóxida comercial, a ICOSIT K 101 da SIKA, os discos de aço do dispositivo do ensaio *pull-off* no topo das carotes (Fotografia 2.4c).

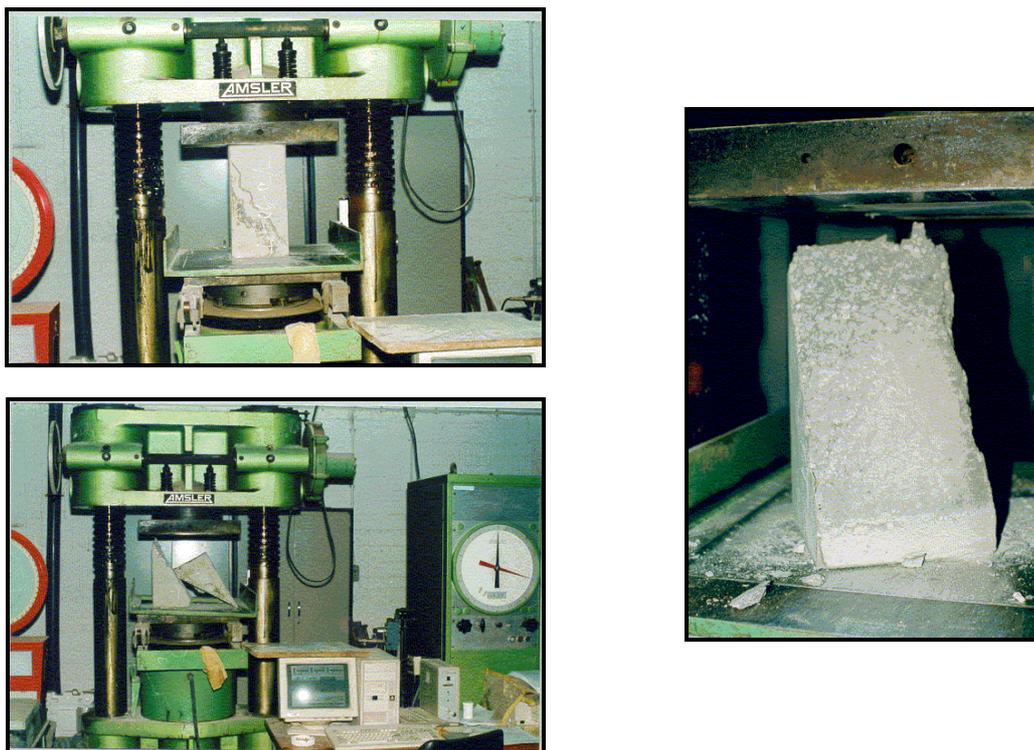


Fotografias 2.4 - (a) Execução do furo num provete *pull-off*; (b) Aspecto do furo num provete *pull-off*; (c) Disco de aço colado no topo da carote executada num provete *pull-off* e anel de suporte do dispositivo do ensaio *pull-off*.

Os ensaios dos provetes *slant shear* foram realizados numa prensa de 500t a uma velocidade uniforme de 1t/s (Fotografia 2.5a). Todos os provetes apresentaram uma rotura frágil, instantânea e "explosiva", pela interface (Fotografias 2.5b e 2.5c).

Os ensaios dos provetes *pull-off* foram realizados com um equipamento com a designação comercial de LOK TEST a uma velocidade uniforme correspondente a 0,05MPa/s (Fotografias 2.5d e 2.5e). Todos os provetes apresentaram uma rotura frágil pela interface (Fotografia 2.5f).

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface



Fotografias 2.5 - (a) Ensaio *slant shear*; (b) Rotura pela interface de um provete *slant shear*; (c) Aspecto da interface de um provete *slant shear* após a rotura.



Fotografias 2.5 - (d) Ajuste do equipamento do ensaio *pull-off*; (e) Ensaio *pull-off* e (f) Rotura pela interface de um provete *pull-off*.

Como já foi referido, e pelas razões apresentadas, foram fabricados mais 5 meios provetes *slant shear* cuja superfície foi picada totalmente, tendo sido designados PT. A camada superficial de

betão foi completamente removida, tendo-se obtido uma superfície com uma rugosidade bastante acentuada.

Também como já foi mencionado e justificado, foram fabricados mais 5 meios provetes *slant shear* cuja superfície foi novamente preparada com jacto de areia, tendo sido designados JAR.

Todos os passos descritos anteriormente para as 5 situações inicialmente consideradas foram escrupulosamente repetidos. Também os materiais utilizados, cimento, britas, areia e adjuvante, foram os mesmos. A única diferença a registar verificou-se nas condições de armazenamento. Apesar das antigas instalações do LEME no Polo I serem na cave do Edifício da Física e, consequentemente, as variações térmica e de humidade relativa não serem tão pronunciadas como no exterior, obviamente que o facto das primeiras betonagens das 5 situações iniciais terem sido realizadas em Abril-Maio e as segundas em Julho-Agosto ao passo que as operações correspondentes das 2 situações adicionais foram realizadas respectivamente em Novembro e Fevereiro, não é de desprezar.

2.1.8 - Resultados dos Ensaios

No Quadro 2.2, apresentam-se os resultados dos ensaios, em termos de valores médios obtidos na rotura, da tensão de compressão aos 28 dias dos provetes normalizados para caracterização do betão original e do betão de reforço, da tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear*, da tensão de tracção na interface dos provetes *pull-off* e os coeficientes de variação dos dois últimos, relativos a cada uma das 7 situações consideradas.

No Anexo B, apresentam-se 7 quadros, um para cada uma das situações consideradas, onde se indicam os valores nominais na rotura, de cada um dos 102 provetes ensaiados.

TSI (a)	TCBO (a)	TCBR (a)	TTSST (a)	CVSST (a)	TTPOT (a)	CVPOT (a)
ST (b)	50,95 MPa	47,42 MPa	1,30 MPa	33,85 %	(c)	-
EA (b)	49,66 MPa	46,11 MPa	10,67 MPa	8,90 %	1,92 MPa	13,54 %
PP (b)	51,40 MPa	45,46 MPa	6,24 MPa	20,67 %	1,47 MPa	7,48 %
PPS (b)	52,90 MPa	45,71 MPa	6,64 MPa	13,10 %	1,02 MPa	12,75 %
JA (b)	50,60 MPa	45,14 MPa	14,13 MPa	8,56 %	2,65 MPa	6,42 %
PT (b)	48,19 MPa	40,78 MPa	16,96 MPa	4,30 %	(d)	-
JAR (b)	45,33 MPa	44,35 MPa	16,28 MPa	6,27 %	(d)	-

(a) - ver LEGENDA 1

(b) - ver LEGENDA 2

(c) - Não se realizou o ensaio porque, ao executar o furo, a carote descolou-se.

(d) - Não se definiram ensaios do tipo *pull-off* para estas situações.

Quadro 2.2 - Resultados dos ensaios da Fase I Grupo 1.

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

LEGENDA 1

TSI - Tratamento da superfície da interface: ver LEGENDA 2

TCBO - Tensão de compressão aos 28 dias dos provetes do betão original

TCBR - Tensão de compressão aos 28 dias dos provetes do betão de reforço

TTSST - Tensão tangencial na interface dos provetes "slant shear"

CVSST - Coeficiente de variação de TTSST

TTPOT - Tensão de tracção na interface dos provetes "pull-off"

CVPOT - Coeficiente de variação de TTPOT

LEGENDA 2

ST - superfície sem tratamento (betonada contra cofragem metálica)

EA - superfície tratada com escova de aço

PP - superfície picada parcialmente (apenas nos vértices de uma malha quadrada de 20mm de lado)

PPS - superfície picada parcialmente e submergida 24 horas antes da segunda betonagem

PT - superfície picada totalmente

JA - superfície preparada com jacto de areia

JAR - superfície preparada com jacto de areia (repetição)

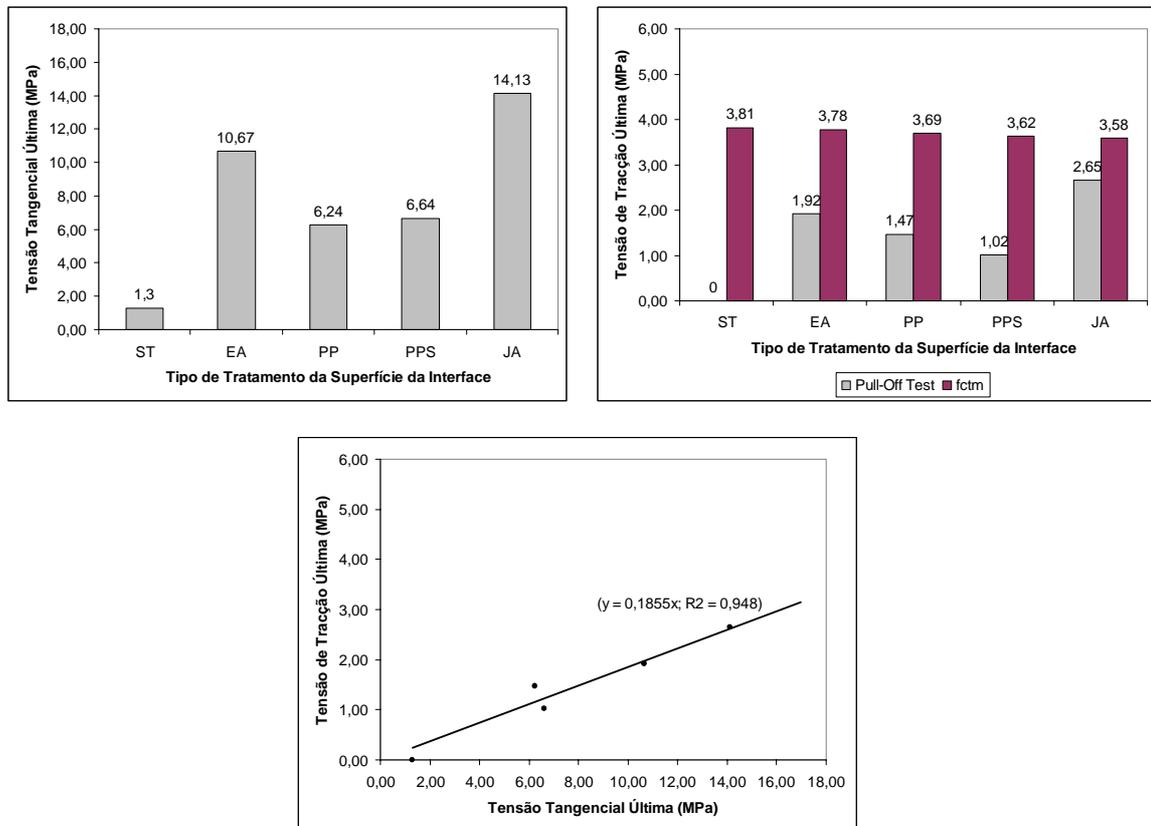
2.1.9 - Análise dos Resultados dos Ensaios

Apresentam-se, seguidamente, dois gráficos de barras com o valor médio na rotura da tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear* (Gráfico 2.1a) e com o valor médio na rotura da tensão de tracção na interface dos provetes *pull-off* e o valor médio calculado da resistência à tracção do betão de reforço (Gráfico 2.1b) para cada uma das 5 situações inicialmente testadas: ST (superfície betonada contra cofragem metálica sem tratamento), EA (superfície preparada com escova de aço), PP (superfície picada parcialmente), PPS (superfície picada parcialmente e submergida em água 24 horas antes da segunda betonagem) e JA (superfície tratada com jacto de areia). Apresenta-se igualmente a recta de correlação entre os valores obtidos com os ensaios do tipo *slant shear* e os valores obtidos com os ensaios do tipo *pull-off* (Gráfico 2.1c).

Verifica-se que a situação da superfície da interface betonada contra cofragem metálica sem tratamento posterior foi a que apresentou os menores valores de resistência ao corte e à tracção. Este último foi considerado nulo mas na realidade será um pouco superior. De facto, ao executar a carotagem parcial, provavelmente devido à rotação da broca craniana e ao atrito entre esta e o betão, ocorreu o descolamento da interface, inviabilizando a realização do ensaio.

A situação da superfície picada parcialmente apresentou valores de resistência ao corte e à tracção significativamente superiores aos da situação anterior mas consideravelmente inferiores aos das restantes situações. Com efeito e como já foi referido, apenas se picou a superfície nos vértices de

uma grelha quadrada de 20mm de lado, ficando ainda uma área considerável da mesma sem tratamento.



Gráficos 2.1 - (a) Valor médio da tensão tangencial última obtida com os ensaios *slant shear* para os tratamentos da superfície da interface considerados; (b) Valor médio da tensão normal última obtida com os ensaios *pull-off* para os tratamentos da superfície da interface considerados e valor médio calculado da resistência à tracção do betão de reforço; (c) Curva de correlação entre os valores dos ensaios *slant shear* e *pull-off*.

A situação da superfície da interface tratada com **escova de aço**, apesar de apenas ter sido removido o "vidrado" da superfície original betonada contra cofragem metálica e não se ter sequer exposto os agregados, apresentou **valores de resistência ao corte e à tracção relativamente elevados**.

A última das situações inicialmente consideradas, superfície da interface preparada com **jacto de areia**, foi a que apresentou **maiores valores de resistência ao corte e à tracção**. Com este tratamento também não se obtém uma textura excessivamente rugosa mas os agregados ficam expostos.

O primeiro dos objectivos definidos para este estudo experimental foi atingido, podendo-se sintetizar os resultados hierarquizando as situações consideradas a partir dos valores superiores de resistência obtidos: JA, EA, PP e ST.

O segundo objectivo definido - estudar a influência do pré-humedecimento da superfície da interface na sua resistência - não foi totalmente atingido. De facto, tendo em conta apenas os

resultados dos ensaios do tipo *slant shear*, estes parecem indicar que este parâmetro **não tem uma influência significativa**. Considerando os resultados obtidos com os ensaios do tipo *pull-off* essa diferença já não é desprezável. No entanto, a análise dos resultados dos ensaios deste tipo efectuados no Grupo 2, descritos em 2.2, levam a crer que essa diferença se deve ao próprio ensaio. Seria necessário, contudo, um estudo mais aprofundado para investigar apenas este aspecto.

O terceiro e último objectivo definido era verificar se os resultados obtidos com os ensaios do tipo *slant shear* são correlacionáveis com os resultados obtidos com os ensaios do tipo *pull-off*. Qualitativamente é evidente haver uma concordância entre os resultados referidos para as situações ST, EA, PP e JA. Quantitativamente essa concordância parece razoável tendo-se obtido uma recta de correlação com um valor de $R^2=0,948$.

Analisa-se ainda os valores dos coeficientes de variação determinados para os dois tipos de ensaios efectuados em função do tipo de tratamento da superfície da interface. No *slant shear test* verifica-se uma diminuição deste factor com o aumento da resistência ao corte. De facto, os **provetes ST** não só apresentaram os **valores mais baixos de resistência** como apresentaram os **valores mais altos de coeficiente de variação** e, inversamente, os **provetes JA** apresentaram os **valores mais altos de resistência** e **mais baixos de coeficiente de variação**. Os ensaios do tipo *pull-off* são inconclusivos nesta matéria. No entanto, parece legítimo afirmar que o tratamento com **jacto de areia** é aquele que conduz a **melhores resultados** quer em termos de **resistência** da interface quer em termos de **fiabilidade**.

Outro facto que merece ser comentado é a disparidade verificada entre os valores da tensão de compressão na rotura dos provetes cúbicos usados para caracterizar o betão das primeiras betonagens e o betão das segundas betonagens dos provetes *slant shear* e *pull-off*. Note-se que os valores relativos às primeiras betonagens apresentaram uma ligeira variação, entre 49,66MPa e 52,90MPa e os valores relativos às segundas betonagens variaram igualmente pouco, entre 45,14MPa e 47,42MPa. Já a diferença entre a média dos valores relativos à primeira betonagem e a média dos valores relativos à segunda betonagem é significativa. Sendo a composição das diferentes amassaduras a mesma e os materiais utilizados os mesmos, este fenómeno só pode ser explicado pelas diferenças de temperatura e humidade relativa no LEME entre os períodos Abril/Maio e Julho/Agosto. A ilação imediata a retirar desta constatação é a importância fulcral em controlar estes parâmetros para a obtenção de resultados mais rigorosos. No entanto, as conclusões anteriores não estão comprometidas, uma vez que a referida diferença entre o betão da primeira betonagem e o betão da segunda betonagem é sensivelmente a mesma para todos os provetes, bem como as características daqueles.

As duas situações que se decidiu considerar *a posteriori* - JAR e PT - foram objecto das interpretações que seguidamente se expõe.

Quanto à significativa diferença registada nos resultados de resistência ao corte dos provetes com a superfície da interface preparada com jacto de areia, inicialmente fabricados, JA e fabricados posteriormente, JAR, respectivamente 14,13MPa e 16,28MPa, as únicas diferenças ocorridas em todo o processo, que podem explicá-la, foram o já referido desfasamento no tempo e as consequentes diferenças nas condições ambientais, nomeadamente na temperatura e na humidade relativa, e a possível (ainda que improvável) diferença na areia usada nesse tratamento, que foi efectuado, em ambos os casos, pela mesma empresa, pelo mesmo funcionário, com o mesmo equipamento. As explicações possíveis para aquela diferença são as seguintes: (1) A menor diferença entre a resistência do betão original e a resistência do betão de reforço, no caso dos provetes JAR, implicou uma distribuição de tensões tangenciais na superfície da interface mais uniforme e uma consequente maior resistência desta; (2) O facto da cura do betão de reforço dos provetes JA ter sido feita em condições de temperatura mais elevada e menor humidade relativa originou maiores retracções e portanto uma menor resistência da interface; (3) A areia usada na preparação da superfície da interface dos provetes JAR provocou uma textura mais rugosa, logo uma maior resistência da interface e (4) Uma combinação das explicações anteriores.

Quanto ao resultado de resistência ao corte obtido com os provetes com a superfície da interface picada totalmente, PT, de 16,96MPa, o mais correcto será compará-lo com o resultado obtido com os provetes JAR, **não sendo a diferença significativa**, apesar da superfície da interface dos provetes PT apresentar uma **textura muito mais rugosa** do que a dos provetes JAR. Tal facto pode ser devido à **micro-fissuração provocada pela operação de picar**, o que está de acordo com diversos resultados publicados por diferentes autores [Hindo 1990, Silfwerbrand 1990, Saucier e Pigeon 1991, Talbot *et al.* 1994, Abu-Tair *et al.* 1996].

2.1.10 - Síntese das Conclusões

Em resumo, as conclusões sobre o estudo experimental efectuado sobre a influência da rugosidade da superfície da interface na resistência da ligação entre betões de diferentes idades são as seguintes:

1. O método de preparação da superfície da interface com **jacto de areia** foi o que, globalmente, **melhores resultados apresentou** de entre as técnicas consideradas.
2. Relativamente à **influência do pré-humedecimento** da superfície da interface, os resultados não foram conclusivos, parecendo contudo indiciar que **não será significativa**.
3. Verificou-se uma **boa correlação** entre os resultados dos ensaios *slant shear* e *pull-off* o que valida a utilização deste último para a determinação *in situ* da resistência da ligação entre betões de diferentes idades.

2.2 A Aplicação de Resinas Epóxicas na Superfície da Interface

2.2.1 - Introdução

Existem alguns trabalhos publicados sobre aderência de materiais de reparação a um substrato em que são utilizados agentes ligantes [Austin *et al.* 1985, Murray 1989, Rizzo e Sobelman 1989, Saucier e Pigeon 1991, Emmons 1994]. Os resultados a que chegaram diferentes autores não são muitas vezes coincidentes [Saucier e Pigeon 1991, Austin *et al.* 1985]. Além disso, não são extrapoláveis devido à enorme variabilidade dos parâmetros que influenciam a resistência da interface.

Em obra, nas operações de reforço de pilares por encamisamento de betão armado, é prática corrente aumentar a rugosidade da superfície do pilar original e a aplicação de um agente ligante. Considerou-se necessário tentar quantificar a influência desse parâmetro.

Neste sub-capítulo apresentam-se os resultados de um estudo experimental realizado com o objectivo de quantificar a influência na resistência da ligação da aplicação de resinas epóxicas na superfície do pilar original. Os métodos adoptados de preparação da superfície da interface foram os mesmos do estudo apresentado no sub-capítulo anterior seguidos da aplicação de uma resina epóxida comercial.

Se a resina epóxida ganhar presa antes de aplicado o material de reforço, a interface apresentará uma superfície vidrada e a sua resistência será bastante reduzida [Saucier e Pigeon 1991]. Julgou-se relevante considerar uma situação em que esse parâmetro fosse excedido.

Tal como no grupo anterior, os tipos de ensaios adoptados foram o *slant shear test* e o *pull-off test*, descritos no sub-capítulo 2.1.

Os parâmetros fixados foram, igualmente, as composições e as idades dos betões original e do reforço, assim como a data dos ensaios, 28 dias após a betonagem do reforço.

Em resumo, foram definidos os seguintes objectivos:

- (1) Investigar a **influência da aplicação de resinas epóxicas** na superfície da interface na resistência da ligação.
- (2) Investigar a **influência de se exceder o *pot-life*** indicado pelo fabricante da resina epóxida comercial adoptada na resistência da ligação.

2.2.2 - Preparação da Superfície da Interface

Para atingir o objectivo principal deste estudo experimental - investigar a influência da aplicação de resinas epóxicas na superfície da interface na resistência da mesma - utilizaram-se neste estudo, antes da aplicação da resina epóxida, exactamente as mesmas técnicas de preparação da superfície

da interface adoptadas no estudo descrito no sub-capítulo anterior, para posteriormente comparar os resultados de ambos.

Assim, foram inicialmente consideradas as seguintes situações, em termos de rugosidade:

- (1) superfície **betonada contra cofragem metálica**.
- (2) superfície preparada com **escova de aço**.
- (3) superfície **picada parcialmente** (nos vértices de uma grelha com 20mm de lado).
- (4) superfície tratada com **jacto de areia**.

Para todas estas situações a resina epóxida foi aplicada **imediatamente antes da segunda betonagem**.

Como o *pot-life* recomendado pelo fabricante da resina epóxida comercial adoptada, o ICOSIT K 101 da SIKA, era de apenas 45 minutos, tempo que em obra facilmente poderá ser excedido, julgou-se importante considerar uma situação adicional em que esse tempo fosse propositadamente ultrapassado para investigar as suas consequências. Fixou-se em 120 minutos o intervalo de tempo entre a aplicação da resina epóxida e a betonagem do reforço, tendo-se adoptado a seguinte situação como referência:

- (5) superfície betonada contra cofragem metálica.

No sub-capítulo anterior referiu-se que, como os resultados obtidos com os provetes com a superfície da interface picada parcialmente foram fracos, decidiu-se considerar posteriormente outra situação. Julgou-se igualmente importante verificar, para essa situação adicional, a influência da aplicação de resinas epóxicas na superfície da interface:

- (6) superfície **picada totalmente**.

Referiu-se também, no sub-capítulo anterior, que se obtiveram resultados inesperados com os ensaios dos provetes com a superfície da interface preparada com jacto de areia quando comparados com os resultados obtidos com os ensaios, descritos neste sub-capítulo, dos provetes com a superfície da interface tratada com essa técnica e com aplicação de resina epóxida, tendo-se decidido repetir os primeiros. Decidiu-se igualmente repetir os últimos para se obter resultados com uma maior fiabilidade:

- (7) superfície tratada com **jacto de areia - repetição**.

2.2.3 - Aplicação da Resina Epóxida na Superfície da Interface

Apresentam-se seguidamente algumas referências a estudos experimentais publicados sobre aderência de materiais de reparação a um substrato em que são utilizados agentes ligantes.

Emmons refere que o agente ligante deve ser facilmente absorvido pela estrutura de poros do substrato e deve ser compatível com este e com o material de reparação [Emmons 1994]. Indica três tipos principais de agentes ligantes que são frequentemente usados: argamassas à base de cimento, resinas epóxicas e emulsões de látex.

Saucier e Pigeon realizaram um estudo experimental sobre a durabilidade da aderência de betão de reforço a betão original [Saucier e Pigeon 1991], em que utilizaram argamassas de cimento como agentes ligantes e dois agentes ligantes comerciais à base de látex. Verificaram um aumento na resistência da ligação para os dois agentes ligantes à base de látex até cerca dos 150 dias. No entanto, entre os 150 e os 445 dias, apresentaram uma diminuição na resistência, ponto a partir do qual a sua resistência se torna semelhante à dos provetes fabricados sem agente ligante. Concluíram que para os dois agentes ligantes à base de látex testados, os resultados laboratoriais não indicaram até à data nenhum melhoramento particular que pudesse justificar o seu elevado custo.

Talbot *et al.*, citando o trabalho de diversos autores, referem que o uso de um agente ligante reduz a variabilidade dos resultados obtidos com um betão normal [Talbot *et al.* 1994].

Austin *et al.*, baseando-se num trabalho de Hindo, referem que a resistência por aderência de um betão sobre uma superfície de betão picada é baixa apesar da aplicação de resinas epóxicas e de argamassas de reparação de cimento modificado com polímeros [Austin *et al.* 1995]. Os autores realizaram também testes para examinar o efeito de um agente ligante na resistência da aderência de uma argamassa cimentícia modificada com acrílicos e de argamassa cimento/areia. Com um agente ligante modificado com acrílico a resistência da aderência entre o substrato de betão e a argamassa cimento/areia foi melhorada significativamente de $1,19MPa$ para $2,46MPa$. Com o material de reparação modificado com acrílico foi conseguida uma boa aderência quer com um agente ligante líquido quer com um agente ligante viscoso ocorrendo a maior parte das roturas (cerca de 70%) no substrato. Se não se aplicar o agente ligante a resistência da aderência reduz significativamente de $2,8MPa$ para $0,8MPa$.

Cleland e Long, referem que a função principal de um agente de colagem é estabelecer uma ponte de ligação entre o material de reparação e o betão [Cleland e Long 1997]. Em todos os testes que realizaram foi usado um material de ligação adequado ao material de reparação utilizado: argamassa não modificada; argamassa modificada SBR; argamassa modificada acrílica. Os autores afirmam que nas argamassas à base de cimento as resistências de adesão à tracção na interface são grandemente reduzidas se não se usar um agente ligante.

Os resultados a que chegaram diferentes autores não são conclusivos. Alguns indicam haver aumento na resistência da ligação com a utilização de agentes ligantes [Austin *et al.* 1995, Tu e Kruger 1996, Cleland e Long 1997], outros concluem exactamente o contrário [Emmons 1994] e, outros ainda, afirmam não se verificar a influência desse parâmetro [Saucier e Pigeon 1991].

De salientar ainda que, nos ensaios descritos na literatura a variabilidade dos parâmetros que influenciam a resistência da interface é bastante grande, não há uniformidade no tipo de agentes ligantes, na composição do betão do substrato, no tipo de materiais de reparação, no seu processo de aplicação, na diferença de idades entre estes e o substrato, nas condições de temperatura e humidade relativa em que são conservados, no tipo de ensaios que são realizados, etc.

Em obra, nas operações de reforço de pilares por encamisamento de betão armado, é prática corrente, além de aumentar a rugosidade da superfície do pilar original com uma das técnicas utilizadas na preparação dos provetes usados nos ensaios descritos no sub-capítulo anterior, a aplicação de um agente ligante.

Atendendo ao disposto nos parágrafos anteriores, considerou-se relevante efectuar o estudo experimental descrito neste sub-capítulo para investigar a influência da aplicação de um agente ligante na superfície da interface na resistência da mesma, tendo-se adoptado para esse fim um dos produtos comerciais mais usualmente utilizado em obra, o ICOSIT K 101 da SIKA.

2.2.4 - Ensaios Adoptados e Parâmetros Fixados

Os ensaios adoptados para a realização deste estudo experimental foram os mesmos do estudo experimental descrito no sub-capítulo anterior: o ensaio de corte inclinado (*slant shear test*) e o ensaio de arrancamento (*pull-off test*).

A razão pela qual se optou pela realização dos mesmos tipos de ensaios adoptados no estudo experimental descrito no sub-capítulo anterior, prende-se com o facto da análise dos resultados deste estudo ser absolutamente dependente dos resultados do estudo anterior.

Também os parâmetros fixados neste estudo experimental foram os mesmos do estudo experimental descrito no sub-capítulo anterior:

1. A composição do betão utilizado.
2. A diferença de idades entre o betão original e o betão de reforço: 12 semanas.
3. O tempo entre a segunda betonagem de cada provete e o ensaio: 4 semanas.

Para cada situação em estudo, foram executados 5 provetes do tipo *slant shear*, 5 provetes do tipo *pull-off* e ainda 6 cubos de 150mm de lado para controlo da resistência do betão (3 para cada amassadura).

2.2.5 - Calendarização dos Ensaios

Os ensaios a que se refere este sub-capítulo e todas as operações necessárias à realização dos mesmos foram executados nas instalações do Polo I do LEME (Laboratório de Ensaio de Materiais

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

e Estruturas) do DEC da FCTUC. As datas em que essas operações foram levadas a cabo encontram-se indicadas no Quadro seguinte:

Designação	1ª Bet ⁽¹⁾	E C ⁽²⁾	T Sup ⁽³⁾	2ª Bet ⁽⁴⁾	SST ⁽⁵⁾	Car ⁽⁶⁾	Col ⁽⁷⁾	POT ⁽⁸⁾
ST+RE	24.4.98	22.5.98	17.7.98	17.7.98	14.8.98	10.8.98	12.8.98	24.8.98
ST+RET	29.4.98	27.5.98	22.7.98	22.7.98	19.8.98	27.8.98	28.8.98	29.8.98
EA+RE	21.5.98	18.6.98	4.8.98	13.8.98	10.9.98	14.9.98	16.9.98	20.9.98
PP+RE	27.5.98	24.6.98	5.8.98	19.8.98	16.9.98	22.9.98	24.9.98	26.9.98
JA+RE	29.5.98	26.6.98	1.8.98	21.8.98	18.9.98	22.9.98	24.9.98	28.9.98
PT+RE	24.11.98	22.12.98	9.2.99	16.2.99	16.3.99	-	-	-
JA+RER	3.12.98	31.12.98	3.2.99	25.2.99	25.3.99	-	-	-

Quadro 2.3 - Datas de todas as operações relativas à Fase I Grupo 2 do estudo experimental..

LEGENDA 1

⁽¹⁾ Datas das betonagens das primeiras metades dos provetes *slant shear* e *pull-off* e dos provetes cúbicos

⁽²⁾ Datas dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos

⁽³⁾ Datas das preparações das superfícies das interfaces dos provetes *slant shear* e *pull-off*

⁽⁴⁾ Datas das betonagens das segundas metades dos provetes *slant shear* e *pull-off*

⁽⁵⁾ Datas dos ensaios *slant shear* e dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos

⁽⁶⁾ Datas das realizações das carotagens nos provetes *pull-off*

⁽⁷⁾ Datas das colagens dos discos metálicos nos provetes *pull-off*

⁽⁸⁾ Datas dos ensaios *pull-off*

LEGENDA 2

ST+RE - superfície sem tratamento com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem

ST+RET - superfície sem tratamento com aplicação de resina epóxida 120 minutos antes da segunda betonagem

EA+RE - superfície tratada com escova de aço com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem

PP+RE - superfície picada parcialmente (apenas nos vértices de uma malha quadrada de 20mm de lado) com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem

JA+RE - superfície preparada c/ jacto de areia com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem

PT+RE - superfície picada totalmente com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem

JA+RER - superfície preparada c/ jacto de areia com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem (repetição)

2.2.6 - Preparação e Realização dos Ensaios

Para a realização dos ensaios descritos neste sub-capítulo foi executado um total de 14 amassaduras tendo sido usada exactamente a mesma composição de betão que nos provetes dos ensaios descritos no sub-capítulo anterior. Fabricaram-se no total 35 provetes *slant shear*, 25 provetes *pull-off* e 42 provetes cúbicos (25 provetes *slant shear*, 25 provetes *pull-off* e 30 provetes cúbicos para as 5 situações inicialmente previstas mais 10 provetes *slant shear* e 12 provetes cúbicos para a situação posteriormente considerada da superfície da interface picada totalmente com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem e para a repetição da situação da superfície da interface tratada com jacto de areia com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem).

A tarefa inicial consistiu no fabrico das primeiras 25 metades dos provetes *slant shear*, das 25 primeiras metades dos provetes *pull-off* bem como de 15 provetes cúbicos de 150mm de lado para controlo do betão das correspondentes 5 amassaduras.

O procedimento adoptado foi rigorosamente o mesmo que nos preparativos dos ensaios descritos no sub-capítulo anterior: na véspera de cada betonagem procedia-se à preparação dos moldes - limpeza, montagem e aplicação do óleo descofrante - à pesagem do cimento, adjuvante, britas e areia previamente seca.

Os meios provetes *slant shear* e *pull-off*, bem como os provetes cúbicos, foram armazenados no laboratório, nas condições de temperatura e humidade relativa do mesmo, ao lado dos meios provetes *slant shear* e *pull-off* utilizados nos ensaios descritos no sub-capítulo anterior.

Vinte e oito dias após cada uma das betonagens foram realizados os ensaios dos provetes cúbicos para controlo do betão.

A tarefa seguinte consistiu na preparação da superfície do betão original dos meios provetes *slant shear* e dos meios provetes *pull-off* que foi tratada tendo sido utilizadas exactamente as mesmas técnicas referidas no sub-capítulo anterior. A situação adicional, considerada no sub-capítulo anterior, para investigar a influência do pré-humedecimento da superfície da interface na resistência da mesma, foi substituída por outra, no estudo experimental descrito neste sub-capítulo. O objectivo foi analisar o resultado, em termos de resistência, da situação passível de ocorrer em obra, de não se respeitar o *pot-life* indicado pelo fabricante, de 45 minutos, no caso do produto comercial adoptado, o ICOSIT K 101 da SIKA. Utilizou-se a situação da superfície da interface sem tratamento, betonada contra cofragem metálica, para termo de comparação, e aplicou-se a resina epóxida 120 minutos antes da segunda betonagem.

Considerou-se igualmente, como referência, a situação da superfície sem tratamento, ou seja, superfície lisa betonada contra cofragem metálica, com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem.

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

Como os tratamentos da superfície da interface adoptados foram os mesmos dos usados nos provetes dos ensaios descritos no sub-capítulo anterior, utilizou-se a mesma designação para os provetes usados nos ensaios descritos neste sub-capítulo, seguida de "+RE", indicando assim a aplicação da resina epóxida após aqueles. Assim, os meios provetes *slant shear* e os meios provetes *pull-off* obtidos com o tratamento com escova de aço, picados parcialmente e tratados com jacto de areia foram designados, respectivamente, EA+RE, PP+RE e JA+RE. Os meios provetes *slant shear* e *pull-off* sem tratamento da superfície da interface foram designados ST+RE e ST+RET, sendo a única diferença entre eles o facto de, nos segundos, a resina epóxida ter sido aplicada 120 minutos antes da betonagem das segundas metades.

A tarefa seguinte consistiu no fabrico das 25 segundas metades dos provetes *slant shear*, das 25 segundas metades dos provetes *pull-off* e dos 15 provetes cúbicos de 150mm de lado para controlo do betão, aplicando-se nessa altura a resina epóxida na superfície da interface (Fotografias 2.6), com os *timings* referidos anteriormente.



Fotografia 2.6 (a) - Adição dos componentes A e B do ICOSIT K 101 da SIKA.



Fotografias 2.6 (b) - Mistura dos dois componentes.



Fotografias 2.6 (c) - Aplicação à espátula da resina epóxida na superfície da interface de um provete *slant shear*

Os provetes *slant shear*, *pull-off* e cúbicos foram armazenados no laboratório nas condições de temperatura e humidade relativa do mesmo ao lado dos provetes usados nos ensaios descritos no sub-capítulo anterior.

A tarefa final consistiu na realização de furos nos provetes *pull-off* com 75mm de diâmetro e 115mm de profundidade, ou seja, até 15mm abaixo da superfície da interface. Posteriormente foram colados no topo das carotes com a mesma resina epóxida comercial aplicada na interface dos provetes, a ICOSIT K 101 da SIKA, os discos de aço do dispositivo do ensaio *pull-off* no topo das carotes.

Os ensaios dos provetes *slant shear* foram realizados numa prensa de 500t a uma velocidade uniforme de 1t/s. Tal como nos ensaios do sub-capítulo anterior, todos os provetes apresentaram uma rotura frágil, instantânea e "explosiva", pela interface.

Os ensaios dos provetes *pull-off* foram realizados com um equipamento com a designação comercial de LOK TEST a uma velocidade de aplicação da carga correspondente a 0,05MPa/s. Mais uma vez, tal como nos ensaios do sub-capítulo anterior, todos os provetes apresentaram uma rotura frágil pela interface.

2.2.7 - Resultados dos Ensaios

No quadro seguinte apresentam-se os resultados dos ensaios, em termos de valores médios obtidos na rotura, da tensão de compressão aos 28 dias dos provetes normalizados para caracterização do betão original e do betão de reforço, da tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear*, da tensão de tracção na interface dos provetes *pull-off* e os coeficientes de variação dos dois últimos, relativos a cada uma das 7 situações consideradas.

No Anexo C apresentam-se 7 quadros, um para cada uma das situações consideradas, onde se apresentam os valores nominais na rotura, de cada um dos 102 provetes ensaiados.

TSI (a)	TCBO (a)	TCBR (a)	TTSST (a)	CVSST (a)	TTPOT (a)	CVPOT (a)
ST+RE (b)	49,43 MPa	41,01 MPa	9,08 MPa	6,17 %	2,51 MPa	6,77 %
ST+RET (b)	50,08 MPa	45,22 MPa	11,20 MPa	7,95 %	2,40 MPa	14,17 %
EA+RE (b)	50,88 MPa	49,38 MPa	12,63 MPa	15,44 %	2,24 MPa	12,05 %
PP+RE (b)	49,69 MPa	46,61 MPa	11,16 MPa	11,47 %	1,93 MPa	19,69 %
JA+RE (b)	50,80 MPa	45,30 MPa	11,57 MPa	2,59 %	2,08 MPa	21,63 %
PT+RE (b)	50,99 MPa	44,78 MPa	16,99 MPa	1,35 %	(c)	-
JA+RER (b)	53,79 MPa	46,71 MPa	14,65 MPa	4,23 %	(c)	-

(a) - ver LEGENDA 1

(b) - ver LEGENDA 2

(c) - Não se definiram ensaios do tipo *pull-off* para estas situações.

Quadro 2.4 - Resultados dos ensaios da Fase I Grupo 2.

LEGENDA 1

TSI - Tratamento da superfície da interface: ver LEGENDA 2

TCBO - Tensão de compressão aos 28 dias dos provetes do betão original

TCBR - Tensão de compressão aos 28 dias dos provetes do betão de reforço

TTSST - Tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear*

CVSST - Coeficiente de variação de TTSST

TPPOT - Tensão de tracção na interface dos provetes *pull-off*

CVPOT - Coeficiente de variação de TPPOT

LEGENDA 2

ST+RE - superfície sem tratamento com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem

ST+RET - superfície sem tratamento com aplicação de resina epóxida 120 minutos antes da segunda betonagem

EA+RE - superfície tratada com escova de aço com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem

PP+RE - superfície picada parcialmente com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem

JA+RE - superfície preparada c/ jacto de areia com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem

PT+RE - superfície picada totalmente com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem

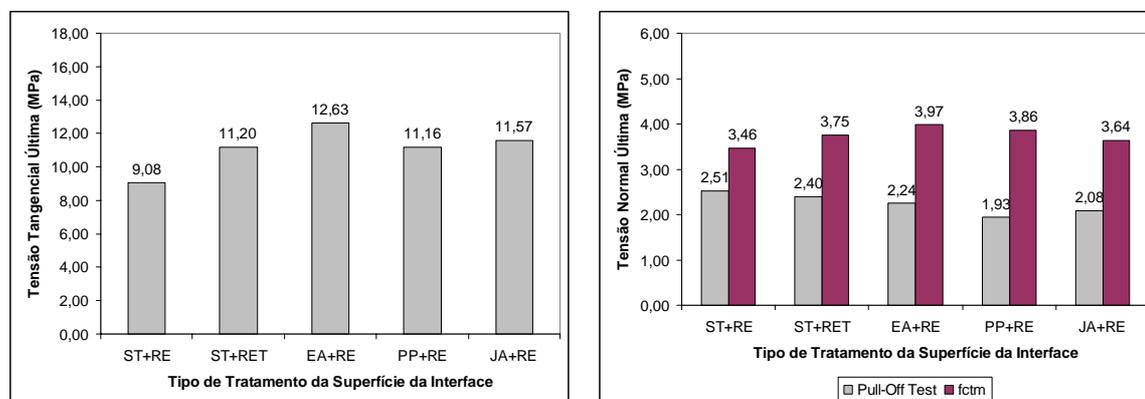
JA+RER - superfície preparada com jacto de areia com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem (repetição)

2.2.8 - Análise dos Resultados dos Ensaios

Apresentam-se, seguidamente, dois gráficos de barras com o valor médio na rotura da tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear* (Gráfico 2.2a) e com o valor médio na rotura da tensão de tracção na interface dos provetes *pull-off* e o valor médio calculado da resistência à tracção do betão de reforço (Gráfico 2.2b), para cada uma das 5 situações inicialmente testadas: ST+RE (superfície betonada contra cofragem metálica sem tratamento e com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem), ST+RET (superfície betonada contra cofragem metálica sem tratamento e com aplicação de resina epóxida 120 minutos antes da segunda betonagem), EA+RE (superfície preparada com escova de aço e com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem), PP+RE (superfície picada parcialmente e com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem) e JA+RE (superfície tratada com jacto de areia e com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem).

Como já foi referido, houve a preocupação de fixar todas as variáveis que pudessem influenciar os resultados dos ensaios exceptuando, obviamente, o parâmetro em análise em cada grupo e, pelas razões já anteriormente expostas, a temperatura e a humidade relativa ambientes. Ao contrário dos

ensaios descritos no sub-capítulo anterior, nos ensaios descritos neste sub-capítulo foram registadas duas situações indesejadas, contrariando essa premissa e, conseqüentemente, desvirtuando os resultados. Antes de expor a análise efectuada dos mesmos, impõem-se os seguintes comentários:



Gráficos 2.2 - (a) Valor médio da tensão tangencial última obtida com os ensaios *slant shear* para os tratamentos da superfície da interface considerados; (b) Valor médio da tensão normal última obtida com os ensaios *pull-off* para os tratamentos da superfície da interface considerados e valor médio calculado da resistência à tracção do betão de reforço.

- (1) No início da segunda betonagem dos provetes ST+RE, ocorreu a avaria do vibrador do LEME com o qual foi feita a compactação do betão fresco utilizado na execução de todas as partes de todos os provetes fabricados para a realização dos Grupos 1 a 4 da Fase I do estudo experimental descrito no Capítulo 2 desta tese. Devido a esse contratempo, a compactação teve de ser feita numa mesa vibratória de potência bastante mais baixa. Por essa razão, o valor médio da resistência à compressão dos provetes cúbicos referentes a essa amassadura (41,01MPa) foi significativamente inferior à média dos valores dos provetes cúbicos relativos às restantes amassaduras realizadas em igual período de tempo, ou seja, nas mesmas condições de temperatura e humidade relativa (45,75MPa).
- (2) A amassadura correspondente à segunda betonagem dos provetes EA+RE foi realizada antes da aplicação da resina epóxida e, por essa razão, esteve mais tempo dentro da misturadora. Além disso, a areia tinha sido retirada da estufa pouco antes dessa operação e, portanto, estava a uma temperatura elevada. Por estas duas razões, houve evaporação de maior quantidade de água com a consequência contrária à da situação descrita anteriormente. De facto, a resistência dos provetes cúbicos referentes a esta amassadura apresentou um valor médio (49,38MPa) superior à média dos valores relativos às restantes amassaduras realizadas em igual período de tempo, ou seja, nas mesmas condições de temperatura e humidade relativa (45,75MPa).

Da análise do gráfico de barras com o valor médio na rotura da tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear* (Gráfico 2.2a) e, tendo em consideração os comentários tecidos, verifica-se que a resistência ao corte, para cada uma das 5 situações inicialmente estudadas, é aproximadamente a mesma, sensivelmente superior a 11MPa. O valor de 9,08MPa correspondente à situação ST+RE e

o valor de $12,63MPa$ correspondente à situação EA+RE poderão provavelmente ser atribuídos às ocorrências descritas nos comentários (1) e (2), respectivamente. Relativamente ao primeiro, note-se ainda que o valor obtido foi inferior ao valor registado com os provetes idênticos, sem tratamento da superfície da interface, em que o *pot-life* da resina epóxida foi excedido.

Parece portanto legítimo concluir que os resultados indiciam **não haver influência da rugosidade da superfície da interface na resistência ao corte da mesma, quando se utilizam resinas epóxidas.**

Da análise do gráfico de barras com o valor médio na rotura da tensão de tracção na interface dos provetes *pull-off* (Gráfico 2.2b), verifica-se que os resultados das 5 situações inicialmente testadas variaram num intervalo apertado, entre $1,93MPa$ e $2,51MPa$. Sendo o limite superior o da situação sem tratamento da superfície da interface, tudo leva a crer ser a diferença de valores inerente ao próprio ensaio e não ao método de preparação das superfícies.

Comparando o gráfico de barras com o valor médio na rotura da tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear* (Gráfico 2.2a) com o gráfico de barras homónimo do sub-capítulo anterior (Gráfico 2.1a), verifica-se que **a aplicação de resinas epóxidas na superfície da interface não melhora a sua resistência desde que se adopte um método de preparação da superfície que aumente adequadamente a sua rugosidade.** De facto, para a técnica de preparação da superfície da interface com jacto de areia, obteve-se um valor de resistência ao corte nos provetes *slant shear*, de $14,13MPa$ sem aplicação de resina epóxida contra $11,57MPa$ com aplicação de resina epóxida.

Face à conclusão algo surpreendente do parágrafo anterior e, tendo em conta as implicações da mesma, decidiu-se repetir a situação JA+RE bem como a situação JA considerada nos ensaios da Fase I Grupo 1, descritos no sub-capítulo anterior.

O segundo objectivo definido - estudar a influência de se exceder o *pot-life* recomendado pelo fabricante da resina epóxida comercial adoptada - não foi totalmente atingido. Com efeito os 120 minutos considerados entre a aplicação do produto e a betonagem das segundas metades dos provetes *slant shear* e *pull-off* conduziram a resultados superiores aos dos provetes idênticos em que esse tempo foi inferior aos 45 minutos de *pot-life* recomendado pelo fabricante, o que é absurdo. No entanto, tendo em conta o comentário (1) anteriormente expresso e admitindo a conclusão de que não existe influência da rugosidade da superfície da interface na resistência ao corte da mesma, quando se utilizam resinas epóxidas, sendo o seu valor ligeiramente superior a $11MPa$ para o caso dos ensaios descritos neste sub-capítulo, pode-se concluir que **o facto de se ter excedido o *pot-life* indicado pelo fabricante da resina comercial adoptada não teve qualquer influência, nas condições consideradas.** Seria importante realizar mais ensaios, considerando vários intervalos de tempo entre a aplicação do produto e a betonagem, para se obter resultados mais conclusivos. A utilização de outros produtos comerciais e a análise da influência de parâmetros como a temperatura ambiente enriqueceriam igualmente esse estudo.

No sub-capítulo anterior, foi comentada a disparidade verificada entre os valores da tensão de compressão na rotura dos provetes cúbicos usados para caracterizar o betão das primeiras betonagens e o betão das segundas betonagens dos provetes *slant shear* e *pull-off*. Referiu-se que as conclusões apresentadas não estavam comprometidas por esse facto, uma vez que a referida diferença entre o betão da primeira betonagem e o betão da segunda betonagem é sensivelmente a mesma para todos os provetes, bem como as características daqueles. À excepção das duas situações já referidas neste sub-capítulo, o mesmo pode ser afirmado em relação às restantes situações devendo ainda salientar-se que essa afirmação justifica e valida também as comparações efectuadas entre os resultados dos ensaios descritos neste sub-capítulo e no sub-capítulo anterior.

À semelhança do sub-capítulo anterior, as duas situações que se decidiu considerar *a posteriori* - JA+RER e PT+RE - foram objecto das interpretações que seguidamente se expõem.

Quanto à significativa diferença registada nos resultados de resistência ao corte dos provetes com a superfície da interface preparada com jacto de areia e com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem, inicialmente fabricados, JA+RE e fabricados posteriormente, JA+RER, respectivamente 11,57MPa e 14,65MPa, a única diferença ocorrida em todo o processo, que pode explicá-la, foi o desfasamento no tempo e consequentes diferenças nas condições ambientes, nomeadamente na temperatura e na humidade relativa, eliminando-se a segunda hipótese apresentada no sub-capítulo anterior, da areia utilizada das duas vezes não ser exactamente a mesma, uma vez que se concluiu que os resultados foram independentes do tipo de preparação da superfície da interface.

Uma explicação possível para aquela diferença, apresentada no sub-capítulo anterior, foi a menor diferença entre a resistência do betão original e a resistência do betão de reforço, no caso dos provetes JAR, mas esse facto não se repetiu no caso dos provetes JA+RER, ficando portanto igualmente eliminada.

Tudo indica portanto que a explicação correcta para o sucedido é a segunda das apresentadas no sub-capítulo anterior, ou seja, o facto da cura do betão de reforço dos provetes das situações inicialmente consideradas nos Grupos 1 e 2 da Fase I, ter sido feita em condições de temperatura mais elevada e menor humidade relativa do que a cura dos provetes das situações adicionais dos mesmos, originou maiores retracções e portanto uma menor resistência da interface. Esta explicação vem reforçar a importância já salientada deste tipo de ensaios serem realizados em condições de temperatura e humidade relativa controladas.

Comparando o resultado obtido com os provetes *slant shear* JAR e JA+RER fabricados em iguais períodos de tempo, consequentemente submetidos às mesmas condições de temperatura e humidade relativa, verifica-se novamente uma diminuição da resistência ao corte com a aplicação da resina epóxida, de 16,28MPa para 14,65MPa, confirmando a conclusão já apresentada de que *a*

aplicação de resinas epóxida na superfície da interface não melhora a sua resistência desde que se adopte um método de preparação da superfície que aumente adequadamente a sua rugosidade.

Quanto ao resultado de resistência ao corte obtido com os provetes com a superfície da interface picada totalmente e com aplicação de resina epóxida imediatamente antes da segunda betonagem, PT+RE, de 16,99MPa, antes de ser analisado deve ser relatado o seguinte facto ocorrido:

Ao picar os provetes *slant shear* PT+RE, devido à reduzida espessura destes no topo e ao impacto provocado pelo martelo eléctrico, ficaram danificados nessa zona, tendo-se optado por eliminar totalmente essa parte. Como resultado, estes provetes *slant shear* ficaram com um "dente", devendo o valor obtido ser considerado como um limite superior e não como o valor nominal da resistência ao corte.

Ao aplicar-se a resina epóxida nas superfícies da interface betonada contra cofragem metálica, picada parcialmente, preparada com escova de aço e tratada com jacto de areia, situações ST+RE, ST+RET, PP+RE, EA+RE, JA+RE e JA+RER, visualmente o seu aspecto era idêntico não sendo por essa razão de estranhar que a resistência das mesmas também o fosse. Pode-se dizer que a resina epóxida anulou a rugosidade da superfície da interface, nos casos referidos, sendo talvez também essa a explicação para o resultado superior obtido com os provetes *slant shear* JA relativamente ao resultado obtido com os provetes *slant shear* JA+RE. No caso da superfície da interface picada totalmente, a rugosidade da mesma era bastante mais acentuada, não ficando com o mesmo aspecto das restantes situações ao ser aplicada a resina epóxida. A rugosidade da superfície foi reduzida não sendo de forma nenhuma anulada. Por essa razão é natural que a sua resistência seja superior ao daquelas. Pode-se portanto considerar o valor obtido com os provetes *slant shear* JA+RER, de 14,65MPa, como um limite inferior da resistência ao corte dos provetes *slant shear* PT+RE. O valor exacto da resistência ao corte dos provetes *slant shear* PT+RE estará dentro do intervalo [14,65;16,99]MPa, inferior ao valor da resistência ao corte dos provetes *slant shear* PT de 16,96MPa.

2.2.9 - Síntese das Conclusões

Em resumo, as conclusões sobre o estudo experimental efectuado sobre a influência da aplicação de resinas epóxidas na superfície da interface na resistência da ligação entre betões de diferentes idades são as seguintes:

1. A aplicação de resinas epóxidas na superfície da interface **não melhora a sua resistência** desde que se adopte um método de preparação da superfície que **aumente adequadamente a sua rugosidade**.
2. O facto de se ter **excedido o *pot-life*** indicado pelo fabricante da resina comercial adoptada **não teve qualquer influência, nas condições consideradas**.

2.3 A Composição do Betão de Reforço

2.3.1 - Introdução

Nos trabalhos publicados sobre reforço de pilares por encamisamento de betão armado, diferentes tipos de betão de reforço e diferentes métodos de aplicação são consideradas nos estudos experimentais realizados.

Rodriguez e Park referem que o betão usado no encamisamento foi betão normal [Rodriguez e Park 1994]. Hayashi *et al.* indicam que utilizaram uma argamassa de reforço que foi colocada na cofragem sob pressão [Hayashi *et al.* 1980]. Bett *et al.* utilizaram betão projectado para realizar o encamisamento do pilar original [Bett *et al.* 1988]. Gomes e Appleton utilizaram uma argamassa de reparação anti-retráctil comercial produzida em Portugal [Gomes e Appleton 1994]. Ramirez *et al.* usaram um betão polimérico para efectuar o encamisamento [Ramirez *et al.* 1992b]. Outros autores apenas se referem ao betão de reforço como o "betão novo" não especificando a sua composição e forma de aplicação [Stoppenhagen *et al.*].

Neste sub-capítulo apresentam-se os resultados de um estudo experimental realizado com o objectivo de quantificar a influência da composição do betão de reforço na resistência da ligação entre este e o betão original.

Foi adoptada uma composição para o betão original com uma resistência prevista à compressão aos 28 dias relativa a provetes cúbicos *standard* conservados em condições de temperatura e humidade relativa convencionais, 20°C e 100%, respectivamente, de 30MPa e composições para o betão do reforço com resistências previstas à compressão de 30MPa, 50MPa e 100MPa.

O ensaio adoptado foi o *slant shear test*, à semelhança dos estudos experimentais descritos nos dois sub-capítulos anteriores. Os parâmetros fixados foram o tratamento da superfície da interface, tendo-se optado pela técnica do jacto de areia por ter sido aquela que melhores resultados apresentou, e as idades dos betões original e do reforço que foram definidas, tal como nos ensaios dos restantes grupos, em 12 semanas para o primeiro à data da betonagem do reforço e em 4 semanas para o segundo à data do ensaio.

2.3.2 - Composição dos Betões Original e de Reforço

Neste ponto apresentam-se os passos seguidos para definir as composições dos betões utilizados nos provetes da Fase 1 Grupos 1 a 4, descritos neste capítulo.

Nos estudos experimentais da Fase 1 Grupos 1 e 2, atendendo aos resultados dos ensaios teste realizados, do tipo *slant shear*, adoptou-se a mesma composição para o betão original e para o betão do reforço, tendo-se definido um valor médio de resistência à compressão aos 28 dias da

ordem dos $50MPa$, para reduzir a probabilidade de rotura monolítica dos provetes utilizados. Designou-se por FCM50A.

Nos estudos experimentais da Fase 1 Grupo 4, adoptou-se a composição do betão da Fase 1 Grupos 1 e 2 com uma alteração e conseqüente correcção, tendo-se designado por FCM50B. Devido à reduzida dimensão dos provetes *push-off* utilizados nesse estudo e à elevada concentração de armadura nos mesmos, teve de se alterar a dimensão máxima dos agregados para evitar a segregação destes por efeito de peneiração e de parede. De acordo com Georges Dreux [Lourenço 1995b], o diâmetro máximo dos agregados deve ser inferior ou igual ao dobro dos raios da malha ou fenda. O efeito de parede origina a chamada "migração dos finos" diminuindo a compacidade do betão em função do raio médio do molde, R , e do diâmetro máximo dos agregados, D_{max} , devendo-se impor, $D_{max} \leq R$ [Lourenço 1995b].

Nos estudos experimentais da Fase 1 Grupo 3, decidiu-se fixar a composição do betão original, com um valor médio de resistência à compressão aos 28 dias da ordem dos $30MPa$. Denominou-se FCM30A. Para o betão do reforço considerou-se, na primeira das situações, a mesma composição do betão original, na segunda, a composição utilizada na Fase 1 Grupos 1 e 2 e, na terceira, por se considerar haver vantagem em utilizar um betão de reforço de elevados desempenhos (em termos de resistência e durabilidade), atendendo à habitualmente reduzida espessura do encamisamento de betão armado, decidiu-se adoptar uma composição de betão com um valor médio de resistência à compressão aos 28 dias da ordem dos $100MPa$, para investigar a viabilidade da sua utilização, ficando designado por FCM100A.

Definir a composição de um betão, dadas as características pretendidas, não é tarefa fácil. Exige um domínio profundo de várias regras, na maior parte dos casos oriundas de um conhecimento empírico adquirido através da experimentação. Por essa razão, uma vez definida teoricamente a composição desejada, é sempre necessário executar uma amassadura experimental, ensaiar e, quase sempre, corrigir a composição inicial e repetir os mesmos passos, num processo iterativo de aproximações sucessivas, até o resultado obtido ser satisfatório.

A expressão que está na base da definição da composição de betão é a designada "expressão dos volumes absolutos" [Lourenço 1995b]:

$$(cim + sil) + \Sigma ag + (a + ad) + vv = 1 \quad (2.1)$$

sendo, por unidade de volume aparente de betão, cim - o volume absoluto do cimento, sil - o volume absoluto da adição utilizada, Σag - a soma dos volumes absolutos dos agregados, a - o volume de água da amassadura, ad - o volume do adjuvante e vv - o volume de vazios.

A escolha adequada dos materiais constituintes do betão é fundamental para a obtenção do resultado desejado. A classe e o tipo dos cimentos utilizados foram definidos em função da

resistência pretendida, tendo-se adoptado o CIMPOR tipo II classe 32,5, o CIMPOR tipo I classe 32,5 e o CIMPOR tipo I classe 52,5 para os betões FCM30, FCM50 e FCM100, respectivamente.

Apenas se considerou uma adição de sílicas de fumo na composição do betão de elevados desempenhos, optando-se pelo produto da SIKA com a designação comercial de SIKACRETE HD. A percentagem eficaz de sílicas de fumo varia entre 10% a 20% [Larrard 1988, Sellevold 1987, Yogendran *et al.* 1987].

Os agregados foram igualmente seleccionados em função da resistência definida para os diferentes betões, devido à sua influência [Danielsen 1987, Chang e Su 1996, Gutiérrez e Cánovas 1996]. Nas composições dos betões FCM30 e FCM50 foram utilizadas britas calcárias fina e grossa da região de Condeixa. Na composição do betão de elevados desempenhos optou-se pela utilização de uma brita granítica. A areia utilizada foi a mesma para todas as composições, sendo proveniente de Tentúgal.

Foram usados adjuvantes, do tipo que modifica a reologia do betão fresco, em todas as composições definidas. Como a resistência e a trabalhabilidade do betão variam inversamente, o objectivo da utilização destes produtos foi o de obter betões em que o primeiro parâmetro fosse atingido e, simultaneamente, o segundo apresentasse valores adequados. Optou-se pela utilização dos seguintes produtos da SIKA na composição dos betões FCM30, FCM50 e FCM100: PLASTOCRETE P, SIKAMENT 163 e SIKAMENT FF, respectivamente. Quando se utilizam sílicas de fumo é igualmente necessário utilizar fluidificantes [Penttala 1987, Paillere 1987, Suzuki 1987, Chan *et al.* 1996].

As funções da água da amassadura são: hidratar o ligante e molhar os agregados, sendo a sua quantidade determinada assumindo que os últimos estão secos. Como esse pressuposto não se verificou relativamente aos agregados fornecidos, procedeu-se à determinação da sua humidade [Lourenço 1992b], concluindo-se não ser significativa para as britas, pelo que se determinou, no caso da areia, a sua secagem em estufa, antes da realização de cada amassadura.

Seleccionados os constituintes do betão, o passo seguinte na formulação da sua composição, consiste na determinação da dosagem de cimento ou da mistura ligante, recorrendo à expressão de Feret:

$$f_{c,j} = k_{1,j} \gamma^2 \quad (2.2)$$

sendo $f_{c,j}$ o valor da tensão de rotura à compressão do betão aos j dias, $k_{1,j}$ um coeficiente associado às características da pasta ligante e γ a compactidade da mesma [Lourenço 1995a].

O parâmetro $k_{1,j}$ pode ser determinado em função das características do cimento e da eficácia da percentagem da adição escolhida. Lourenço, a partir de um vasto conjunto de experiências, resumiu num quadro, os valores de $k_{1,7}$ e de $k_{1,28}$, para cimentos de vários tipos e classes com distintas percentagens de diferentes adições [Lourenço 1995b].

Adoptando valores para $f_{c,j}$ e $k_{l,j}$ determina-se:

$$\gamma = \sqrt{\frac{f_{c,j}}{k_{l,j}}} \quad (2.3)$$

A compacidade da pasta ligante pode ser definida pela expressão:

$$\gamma = \frac{v}{v+I} \quad (2.4)$$

sendo v , o volume absoluto dos componentes ligantes e I , o índice de vazios, dado pela expressão de Faury [Lourenço 1995b]:

$$I = \frac{K}{\sqrt[5]{D_{\max}}} + \frac{K'}{\frac{R}{D_{\max}} - 0,75} \quad (2.5)$$

em que K é um coeficiente que depende da consistência do betão, da potência de compactação, da natureza dos agregados e da eventual utilização de adjuvantes, D_{\max} é a máxima dimensão dos agregados, K' é um parâmetro que varia entre 0,002 e 0,004, em função da potência de compactação, e R é o raio médio do molde da peça a betonar.

Lourenço construiu ábacos que permitem determinar o índice de vazios, em função da consistência do betão e da utilização de adjuvantes (plastificantes e fluidificantes), fixada a máxima dimensão do inerte [Lourenço 1995b], podendo-se calcular:

$$v = \frac{\gamma \times I}{1 - \gamma} \quad (2.6)$$

O volume absoluto dos componentes ligantes pode ser definido pela expressão:

$$v = cim + sil = \frac{C}{\mu_c} + \frac{S}{\mu_s} \quad (2.7)$$

sendo cim e sil , respectivamente, os volumes absolutos do cimento e da adição, C e S , as correspondentes dosagens e, μ_c e μ_s , as respectivas massas volúmicas.

A percentagem de adição pode ser definida como:

$$p_s = \frac{S}{C} \times 100 \quad (2.8)$$

Sendo a dosagem de cimento calculada através de:

$$C = \frac{v}{\left(\frac{1}{\mu_c} + \frac{(p_s/100)}{\mu_s} \right)} \quad (2.9)$$

E a massa da adição determinada por:

$$S = \frac{P_s}{100} \times C \quad (2.10)$$

A dosagem dos adjuvantes varia em função do cimento, devendo seguir-se as indicações do fabricante. Quando a quantidade destes produtos exceder 3 l/m^3 , deve ser adicionada à quantidade de água, no cálculo da razão A/C (água/cimento, em peso) [Lourenço 1992a, 1995b].

A definição da mistura que confere ao betão a compacidade prevista, para as condições impostas de colocação do mesmo, é realizada através de curvas granulométricas de referência, existindo vários métodos: Bolomey, Dreux-Gorisse, Faury, Fuller, McIntosh-Erntroy, "Road-Research nº 4", etc [Lourenço 1995b]. Algumas destas curvas consideram uma mistura granulométrica só de agregados e outras de agregados, cimento e eventualmente adições. Lourenço aconselha, para o segundo caso, reformular as curvas de modo a considerar os agregados como a totalidade de um conjunto granular de referência, apresentando a seguinte expressão transformadora [Lourenço 1995b]:

$$p'(d) = (p(d) - p_{c+s}) \times \frac{100}{(100 - p_{c+s})} \quad (2.11)$$

onde $p'(d)$ é a percentagem em volume absoluto da totalidade dos agregados que passam através do peneiro de malha igual a d mm, $p(d)$ é a percentagem de passados em volume absoluto do conjunto de agregados, cimento e adição, no peneiro de malha igual a d mm e p_{c+s} representa a percentagem em volume absoluto de cimento e adição, em relação à totalidade de material sólido, podendo ser calculada pela expressão:

$$p_{c+s} = \frac{cim + sil}{(1 - I)} \times 100 \quad (2.12)$$

Na formulação da composição dos betões utilizados na Fase 1, adoptou-se a curva de Faury, que considera que o betão, com a compacidade prevista, é obtido pela mistura, em percentagens variáveis, de dois conjuntos de constituintes agrupando, o primeiro, os elementos granulares finos e médios (incluindo o cimento e as adições) $[0,0065\text{mm}; D/2]$ e, o segundo, os agregados grossos $[D/2; D]$, com percentagens em volume absoluto dadas por (a) e (b), respectivamente [Lourenço 1995b].

$$(a) \quad y_c = A + 17 \times \sqrt[5]{D_{\max}} + \frac{B}{\frac{R}{D_{\max}} - 0,75} \quad (2.13)$$

sendo $y_c = p(D/2)$ - a ordenada correspondente ao ponto de abcissa $D/2$, A - um coeficiente que varia com a natureza dos agregados e a potência de compactação e B - um coeficiente que depende

somente da potência e do processo de compactação, variando entre 1 e 2, assumindo o valor 1,5 para vibração corrente.

Para este intervalo, a lei granulométrica do betão de referência é definida pela função:

$$p(d) = \frac{y_c \times (\sqrt[5]{0,0065} - \sqrt[5]{d})}{\sqrt[5]{0,0065} - \sqrt[5]{D/2}} \quad (2.14)$$

$$(b) \quad x_c = 100 - y_c \quad (2.15)$$

Para este intervalo, a lei granulométrica do betão de referência é definida pela função:

$$p(d) = \frac{x_c \times \sqrt[5]{d} + y_c \times \sqrt[5]{D} - 100 \times \sqrt[5]{D/2}}{\sqrt[5]{D} - \sqrt[5]{D/2}} \quad (2.16)$$

Atendendo a que a dosagem de cimento e a percentagem de adição foram previamente definidas, há que estudar uma composição granulométrica relativa apenas à totalidade dos agregados, descontando o volume ocupado pelos dois componentes referidos, que pode ser obtida substituindo (2.14) e (2.16) em (2.11).

O passo seguinte consiste em ajustar a curva da mistura à curva de referência. Uma curva granulométrica da mistura define-se em função da série de peneiros usada que cobre o conjunto das dimensões das classes de agregados utilizados [Lourenço 1995b]:

$$p_{mist}(d) = \sum_{i=1}^r (p_i \times P_i(d)) \quad (2.17)$$

sendo $p_{mist}(d)$ a percentagem da mistura das r classes de agregados usadas que passa no peneiro de malha d , p_i a proporção em volume absoluto com que o agregado i entra na mistura e $P_i(d)$ a percentagem do agregado da classe i que passa através do peneiro de malha d .

A curva da mistura deve aproximar-se o mais possível da curva de referência, para todos os valores de d , ou seja, o erro Δ deve ser minimizado tanto quanto possível:

$$p_{mist}(d) = \sum_{i=1}^r (p_i \times P_i(d)) = p'(d) \pm \Delta \quad (2.18)$$

Lourenço, Coutinho e Madureira sugerem dois processos para efectuar o ajustamento da curva da mistura à curva de referência: um método gráfico e um algoritmo baseado no método dos mínimos quadrados [Lourenço e Coutinho 1986, Lourenço e Madureira 1992, Lourenço 1995b]. Adoptou-se o último que consiste em definir uma função igual ao somatório dos quadrados das diferenças em cada peneiro:

$$S(p_1, \dots, p_r) = \sum_{d_0}^{D_{max}} (p_{mist}(d) - p'(d))^2 \quad (2.19)$$

Atendendo a que se tem:

$$\sum_{i=1}^r p_i = 1 \Rightarrow p_1 = 1 - \sum_{i=2}^r p_i \quad (2.20)$$

o problema apresenta $r-1$ incógnitas, obtendo-se o mínimo de $S(p_1, \dots, p_r)$, igualando a zero todas as derivadas parciais em ordem a p_2, \dots, p_r :

$$\frac{\partial S}{\partial p_2} = 0, \dots, \frac{\partial S}{\partial p_r} = 0 \quad (2.21)$$

Resolvendo este conjunto de equações, obtêm-se as proporções das várias classes que correspondem ao melhor ajustamento da curva da mistura à curva de referência.

Relativamente ao volume de vazios, adoptaram-se os valores da norma 613 do ACI, definidos em função da máxima dimensão do conjunto de agregados utilizados [Lourenço 1995b].

A água da amassadura foi determinada a partir do índice de vazios através da expressão [Lourenço 1995b]:

$$a = I - vv - ad \quad (2.22)$$

Finalmente, o último passo da definição da composição de betões: a realização de uma amassadura experimental para verificar se esta satisfaz as características definidas.

Imediatamente após a realização de cada uma das amassaduras experimentais, analisou-se a mesma de acordo com os seguintes parâmetros: existência de segregação do material sólido, exsudação, aspecto, trabalhabilidade, consistência e coesão. Verificou-se ainda se o volume aparente do betão coincidia com o calculado, ou seja, se a compacidade calculada correspondia à compacidade real.

No caso do betão FCM100A, foi necessário proceder a ajustes, nomeadamente, corrigir a sua consistência e repetir todos os passos descritos desde o início.

Se a amassadura experimental, de acordo com os parâmetros anteriormente referidos, apresentava resultados satisfatórios, realizavam-se ensaios de resistência à compressão de provetes normalizados aos 3, 7 e 28 dias.

Novamente, no caso do betão FCM100A, foi necessário proceder a ajustes e, uma vez mais, voltar ao início. Como já foi referido, a consistência e a resistência variam inversamente e, no caso de um betão de elevados desempenhos, obter valores aceitáveis para ambas é uma tarefa árdua. Contudo, após várias tentativas, obteve-se um betão com uma resistência à compressão aos 28 dias da ordem dos 100MPa apresentando igualmente uma excelente trabalhabilidade.

Apresentam-se, seguidamente, as composições (por m^3) dos betões FCM30A, FCM50A, FCM50B e FCM100A, utilizados nos estudos experimentais da Fase 1 Grupos 1 a 4 e, no Anexo D, as respectivas folhas de cálculo.

FCM30A

310 kg de cimento Souselas II - 32,5
 3,1 litros de SIKAMENT 163 da SIKA
 177 litros de água
 913 kg de areia de Tentúgal
 458 kg de brita calcária fina de Condeixa
 478 kg de brita calcária grossa de Condeixa

FCM50A

360 kg de cimento Souselas I - 32,5
 1,6 litros de PLASTOCRETE P da SIKA
 168 litros de água
 813 kg de areia de Tentúgal
 469 kg de brita calcária fina de Condeixa
 567 kg de brita calcária grossa de Condeixa

FCM50B

390 kg de cimento Souselas I - 32,5
 1,7 litros de PLASTOCRETE P da SIKA
 183 litros de água
 838 kg de areia de Tentúgal
 945 kg de brita calcária fina de Condeixa

FCM100A

500 kg de cimento Alhandra I - 52,5
 100 kg de SIKACRETE HD da SIKA
 12 litros de SIKAMENT FF da SIKA
 163 litros de água
 638 kg de areia de Tentúgal
 938 kg de brita granítica 5/10

2.3.3 - Calendarização dos Ensaios

Os ensaios a que se refere este sub-capítulo e todas as operações necessárias à realização dos mesmos foram executados nas instalações do Polo I do LEME (Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas) do DEC da FCTUC. As datas em que essas operações foram levadas a cabo encontram-se indicadas no Quadro seguinte:

Designação	1ª Bet. (a)	E C (a)	T Sup. (a)	2ª Bet. (a)	SST (a)
30/30 (b)	10.12.98	7.1.99	3.2.99	4.3.99	1.4.99
30/50 (b)	15.12.98	12.1.99	3.2.99	9.3.99	6.4.99
30/100 (b)	17.12.98	14.1.99	3.2.99	11.3.99	8.4.99

(a) ver LEGENDA 1.

(b) ver LEGENDA 2.

Quadro 2.5 - Datas de todas as operações relativas à Fase I Grupo 3.

LEGENDA 1

1ª Bet. Datas das betonagens das primeiras metades dos provetes *slant shear* e dos provetes cúbicos.

E C Datas dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos.

T Sup. Datas das preparações das superfícies das interfaces dos provetes *slant shear*.

2ª Bet. Datas das betonagens das segundas metades dos provetes *slant shear*.

SST Datas dos ensaios *slant shear* e dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos.

LEGENDA 2

30/30 - provete compósito constituído por uma primeira metade fabricada com betão com uma composição com um valor médio previsto da resistência à compressão aos 28 dias de 30 MPa e por uma segunda metade fabricada com betão com uma composição com um valor médio previsto da resistência à compressão aos 28 dias de 30 MPa

30/50 - provete compósito constituído por uma primeira metade fabricada com betão com uma composição com um valor médio previsto da resistência à compressão aos 28 dias de 30 MPa e por uma segunda metade fabricada com betão com uma composição com um valor médio previsto da resistência à compressão aos 28 dias de 50 MPa

30/100 - provete compósito constituído por uma primeira metade fabricada com betão com uma composição com um valor médio previsto da resistência à compressão aos 28 dias de 30 MPa e por uma segunda metade fabricada com betão com uma composição com um valor médio previsto da resistência à compressão aos 28 dias de 100 MPa

2.3.4 - Preparação e Realização dos Ensaios

Fabricaram-se um total de 15 provetes *slant shear* e 18 provetes cúbicos (3 para cada amassadura).

A tarefa inicial consistiu no fabrico das primeiras 15 metades dos provetes *slant shear* e 9 provetes cúbicos de 150mm de lado para controlo do betão das correspondentes 3 amassaduras.

O procedimento adoptado foi o mesmo que nos preparativos dos ensaios descritos nos sub-capítulos anteriores: na véspera de cada betonagem procedia-se à preparação dos moldes - limpeza, montagem e aplicação do óleo descofrante - à pesagem do cimento, aditivo, adjuvante, britas e areia previamente seca.

Os meios provetes *slant shear* bem como os provetes cúbicos, foram armazenados no laboratório, nas condições de temperatura e humidade relativa do mesmo.

Vinte e oito dias após cada uma das betonagens foram realizados os ensaios dos provetes cúbicos para controlo do betão.

A tarefa seguinte consistiu na preparação da superfície do betão original dos meios provetes *slant shear* que foi tratada com jacto de areia.

Os provetes *slant shear* foram designados "a/b", sendo "a" e "b", respectivamente, os valores médios previstos das resistências à compressão aos 28 dias dos provetes cúbicos normalizados dos betões usados no fabrico das primeiras e das segundas metades dos provetes *slant shear*.

A tarefa seguinte consistiu no fabrico das 15 segundas metades dos provetes *slant shear* e dos 9 provetes cúbicos de 150mm de lado para controlo do betão (Fotografias 2.7).

Os provetes *slant shear* e cúbicos foram armazenados no laboratório nas condições de temperatura e humidade relativa do mesmo.

Os ensaios dos provetes *slant shear* foram realizados numa prensa de 500t a uma velocidade uniforme de 1t/s (Fotografia 2.8a). Tal como nos ensaios do sub-capítulo anterior, os provetes 30/30

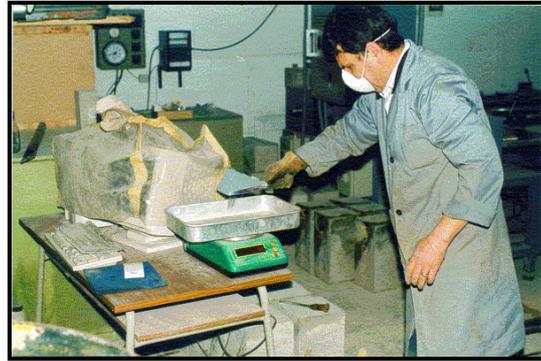
2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

apresentaram uma rotura frágil, "explosiva", pela interface. Em contrapartida, os provetes 30/50 e 30/100 apresentaram um comportamento monolítico até à rotura (Fotografia 2.8b).

A rotura dos provetes cúbicos, para controlo do betão FCM100, foi "explosiva" (Fotografia 2.8c) ao contrário da rotura dos provetes cúbicos para controlo das restantes amassaduras realizadas na Fase 1 do estudo experimental.



Fotografia 2.7 (a) - Componentes do betão das segundas metades dos provetes 30/100.



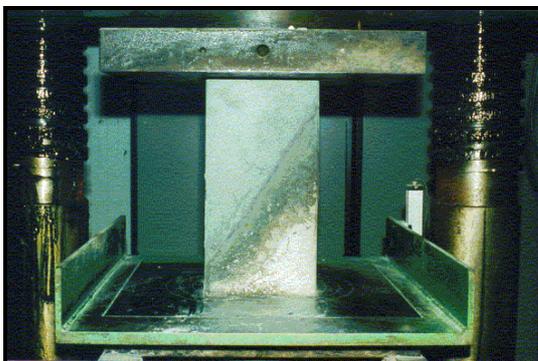
Fotografia 2.7 (b) - Pesagem na balança electrónica das sílicas de fumo (SIKACRETE HD).



Fotografias 2.7 (c) e (d) - Cone de Abrahms.



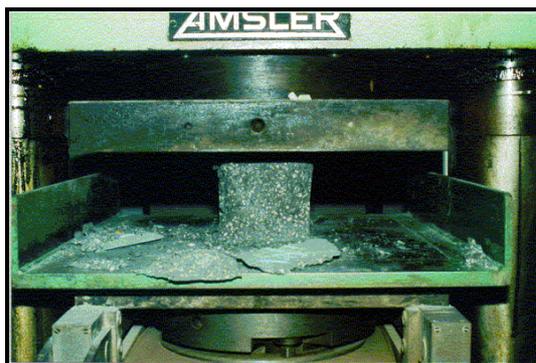
Fotografia 2.7 (e) - Provetes *slant shear* 30/100 e provetes cúbicos.



Fotografia 2.8 - (a) Ensaio *slant shear* de um provete 30/100.



Fotografia 2.8 - (b) Fissuração monolítica de um provete *slant shear* 30/100.



Fotografia 2.8 - (c) Ensaio à compressão de um provete cúbico para controlo do betão das segundas metades dos provetes 30/100.

2.3.5 - Resultados dos Ensaios

Nos três quadros seguintes apresentam-se os resultados dos ensaios, em termos de valores nominais e médios, obtidos na rotura, da tensão de compressão aos 28 dias dos provetes normalizados para caracterização do betão original (EC1, EC2 e EC3) e do betão de reforço (EC4, EC5 e EC6), da tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear* (SST1 a SST5) e os respectivos desvios padrão e coeficientes de variação, relativos a cada uma das 3 situações consideradas.

Provetes *slant shear* e cúbicos 30/30

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	854.45 kN	37.98 MPa	37.73 MPa	0.23 MPa	0.61 %
EC2	844.64 kN	37.54 MPa			
EC3	847.58 kN	37.67 MPa			
EC4	823.06 kN	36.58 MPa	35.37 MPa	1.37 MPa	3.87 %
EC5	802.46 kN	35.66 MPa			
EC6	762.24 kN	33.88 MPa			
SST1	1201.73 kN	13.87 MPa	13.01 MPa	0.50 MPa	3.84 %
SST2	1105.59 kN	12.76 MPa			
SST3	1096.76 kN	12.65 MPa			
SST4	1131.09 kN	13.05 MPa			
SST5	1103.63 kN	12.73 MPa			

Quadro 2.6 (a) - Resultados dos ensaios dos provetes *slant shear* e cúbicos 30/30 da Fase I Grupo 3.

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

Provetes *slant shear* e cúbicos 30/50

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	763.22 kN	33.92 MPa	33.53 MPa	0.34 MPa	1.01 %
EC2	750.47 kN	33.35 MPa			
EC3	749.48 kN	33.31 MPa			
EC4	999.64 kN ⁽¹⁾	44.43 MPa	45.61 MPa	2.15 MPa	4.71 %
EC5	1082.04 kN	48.09 MPa			
EC6	996.70 kN	44.30 MPa			
SST1	1290.02 kN ⁽²⁾	14.88 MPa	14.71 MPa	0.69 MPa	4.69 %
SST2	1229.19 kN ⁽²⁾	14.18 MPa			
SST3	1366.53 kN ⁽²⁾	15.77 MPa			
SST4	1274.32 kN ⁽²⁾	14.70 MPa			
SST5	1214.48 kN ⁽²⁾	14.01 MPa			

(1) ensaio rápido; (2) rotura monolítica.

Quadro 2.6 (b) - Resultados dos ensaios dos provetes *slant shear* e cúbicos 30/50 da Fase I Grupo 3.

Provetes *slant shear* e cúbicos 30/100

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	783.82 kN	34.84 MPa	33.09 MPa	1.56 MPa	4.71 %
EC2	716.13 kN	31.83 MPa			
EC3	733.79 kN	32.61 MPa			
EC4	2165.07 kN ⁽¹⁾	96.23 MPa	91.25 MPa	4.35 MPa	4.77 %
EC5	1983.58 kN	88.16 MPa			
EC6	2010.07 kN	89.36 MPa			
SST1	1311.60 kN ⁽²⁾	15.13 MPa	16.24 MPa	0.66 MPa	4.06 %
SST2	1439.13 kN ⁽²⁾	16.61 MPa			
SST3	1460.71 kN ⁽²⁾	16.85 MPa			
SST4	1410.68 kN ⁽²⁾	16.28 MPa			
SST5	1414.60 kN ⁽²⁾	16.32 MPa			

(1) ensaio rápido; (2) rotura monolítica.

Quadro 2.6 (c) - Resultados dos ensaios dos provetes *slant shear* e cúbicos 30/100 da Fase I Grupo 3.

2.3.6 - Análise dos Resultados dos Ensaios

Apresenta-se, no Gráfico 2.3, o valor médio na rotura da tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear* para cada uma das 3 situações testadas: 30/30, 30/50 e 30/100.

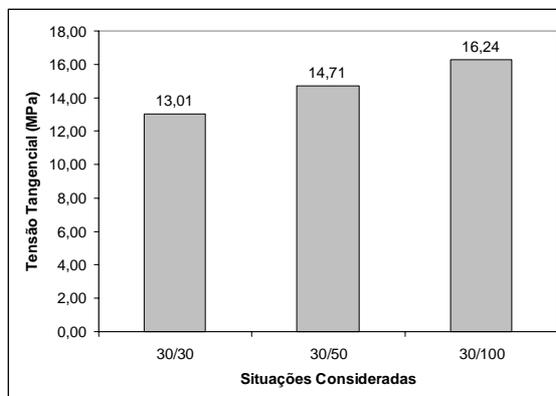


Gráfico 2.3 - Valor médio da tensão tangencial na rotura obtida com os ensaios *slant shear* para as diferentes composições de betão consideradas.

De referir, em primeiro lugar, que ao contrário de todos os provetes *slant shear* ensaiados nos Grupos 1 e 2 da Fase 1 e dos provetes *slant shear* 30/30 ensaiados no Grupo 3 da Fase 1 que apresentaram uma rotura frágil e "explosiva" pela interface, nos provetes *slant shear* 30/50 e 30/100 observou-se uma **rotura monolítica no betão original**. Por esta razão, os valores apresentados para as duas últimas situações referidas, devem ser encarados como um **limite inferior** da resistência ao corte das suas interfaces.

Verificou-se um **acréscimo de resistência da interface com o aumento da resistência do betão do reforço**. Pode-se afirmar que o objectivo do estudo experimental descrito neste sub-capítulo foi atingido e os resultados foram bastante satisfatórios. De facto, a possibilidade de efectuar o reforço de pilares por encamisamento de betão armado utilizando betões de elevados desempenhos, nomeadamente alta resistência e elevada durabilidade, representa vantagens óbvias.

De notar ainda os baixos coeficientes de correlação registados, significando que a técnica de preparação da superfície da interface com jacto de areia seguida da aplicação de um betão de reforço de elevados desempenhos representam uma componente fiável no método de reforço de pilares por encamisamento de betão armado.

2.3.7 - Síntese das Conclusões

Em resumo, a conclusão sobre o estudo experimental efectuado sobre a influência da composição do betão de reforço na resistência da ligação entre este e o betão original. é a seguinte:

1. Verificou-se um **acréscimo de resistência da ligação** com o **aumento da resistência do betão do reforço** e uma **alteração da rotura pela interface para rotura monolítica** que permitem considerar os betões de elevados desempenhos como os mais indicados para efectuar o reforço de pilares por encamisamento de betão armado.

2.4 A Aplicação de Conectores Perpendicularmente à Superfície da Interface

2.4.1 - Introdução

O dimensionamento do reforço de pilares por encamisamento de betão armado, por escassez de normas e directrizes, depende essencialmente da análise efectuada pelo projectista, verificando-se na prática, em alguns casos, o recurso à aplicação de conectores com a intenção de assegurar mais eficazmente o comportamento monolítico do elemento compósito.

Existem diversos trabalhos publicados sobre o comportamento da interface betão-betão com conectores, incluindo códigos e normas [EuroCode 2-1994, CEB-FIP MC 90, ACI 318-95, BS 8110-85]. O tema é de extrema importância nos casos de vigas pré-fabricadas com laje betonada *in situ* [Kaar *et al.* 1960, Grossfield e Birstiel 1962, Saeman e Washa 1964, Evans e Chung 1969, LNEC Rel. 36/85 – NPC, Mattock 1987, Luckyram e Vardy 1990, Loov e Patnaik 1994] e de juntas de betonagem [Fauchart e Cortini 1972, Lacombe e Pommeret 1974, Fouré 1988, Tsoukantas e Tassios 1989, Takorabet e Fouré 1995]. A atenção dos investigadores é sobretudo dirigida para essas situações, existindo poucos artigos publicados sobre a sua utilização no reforço de pilares por encamisamento de betão armado e, nesses casos, as conclusões são sempre qualitativas.

Por exemplo, Bett *et al.*, num estudo experimental sobre a eficácia de três técnicas de reparação e reforço no melhoramento da resposta a cargas laterais de pilares curtos de betão armado, ensaiaram um modelo com encamisamento de betão projectado em que utilizaram conectores inseridos através de orifícios abertos no pilar original e ancorados com uma resina epóxida [Bett *et al.* 1988]. Concluíram que, o uso de conectores não afectou de forma significativa a rigidez do pilar nem a resistência do mesmo para carregamento monotónico mas melhorou a manutenção da resistência e da rigidez para ciclos de deslocamento lateral alternados.

A relevância deste estudo deriva: (1) do facto dos **conectores serem aplicados a posteriori**, no caso do reforço de pilares por encamisamento de betão armado, contrariamente às situações abordadas nos estudos sobre ligações de vigas pré-fabricadas de betão armado com laje betonada *in situ*, em que estes são betonados conjuntamente com a viga e ainda (2) do facto do tratamento da superfície da interface ser **realizado com técnicas distintas nos dois casos**, sendo a maior diferença o facto do betão, no primeiro caso, estar endurecido e, no segundo, estar fresco.

No estudo experimental da Fase 1 Grupo 4, os objectivos definidos foram os seguintes:

- (1) determinar o **valor da carga que provoca o descolamento da interface** para diferentes percentagens mecânicas de armadura;
- (2) analisar o correspondente **comportamento pós-descolamento**;
- (3) verificar a **eficácia de dois produtos comerciais** na ancoragem dos conectores;

- (4) analisar a **diferença em termos de resistência** como consequência dos conectores serem **aplicados a posteriori**;
- (5) verificar se os resultados dos ensaios *push-off* são **correlacionáveis** com os resultados dos ensaios *slant shear*.
- (6) comparar os resultados experimentais com os **valores definidos em diferentes códigos**.

Sete situações foram consideradas:

- (1) superfície betonada contra cofragem metálica, **sem tratamento e sem conectores**.

Para as restantes situações, a superfície da interface foi preparada com **jacto de areia** tendo-se variado o **número de conectores** e o **produto de ancoragem** dos mesmos:

- (2) 0 conectores.
- (3) 2 conectores, ancorados com HILTI HIT-HY 150.
- (4) 4 conectores, ancorados com HILTI HIT-HY 150.
- (5) 6 conectores, ancorados com HILTI HIT-HY 150.
- (6) 6 conectores, ancorados com SIKA ICOSIT K 101.
- (7) 6 conectores previamente embebidos no substrato.

Na Figura 2.2, encontra-se representada a localização dos conectores nos provetes adoptados para a realização deste estudo experimental.

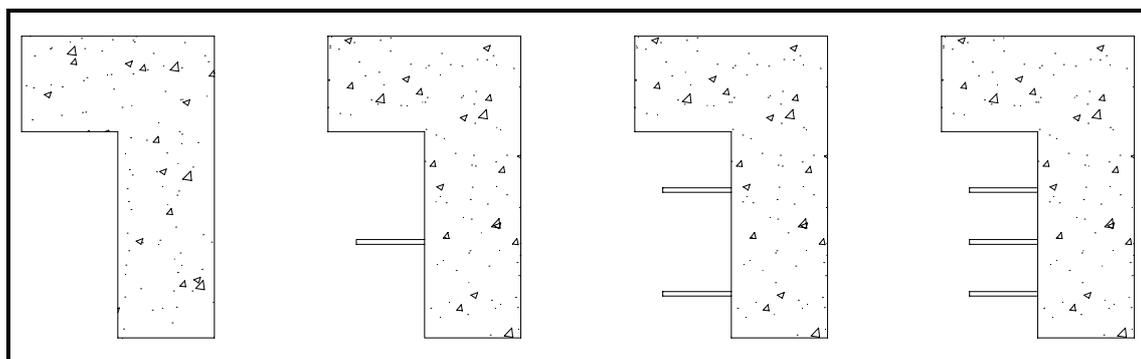


Figura 2.2 - Localização adoptada para os conectores nos provetes *push-off*.

As situações (1) e (2) foram consideradas como referência e tendo em conta o objectivo (5) definido anteriormente. As situações (3) a (5) foram definidas tendo em conta os objectivos (1) e (2) e as situações (5) a (7) para atingir os objectivos (3) e (4).

O tipo de ensaio adoptado foi o *push-off test*, ilustrado mais à frente (Fotografia 2.9 e Figura 2.4), bastante divulgado no estudo experimental do comportamento de interfaces de vigas pré-fabricadas com laje betonada *in situ*. Trata-se de um ensaio de corte, sendo os provetes constituídos por duas

metades de betão armado com uma configuração em "L", fabricadas em alturas diferentes, ligadas pela interface e com uma folga entre topos de 19mm, permitindo assim a continuação do ensaio após o descolamento da interface.

Sendo este ensaio bastante usado em estudos experimentais sobre o comportamento de interfaces de vigas pré-fabricadas com laje betonada *in situ*, existindo diversos trabalhos publicados sobre a matéria, sendo alguns referidos em 2.4.3, e estando o assunto abordado em vários códigos, igualmente referenciados em 2.4.3, considerou-se relevante confrontar os resultados dos ensaios descritos neste sub-capítulo com as directivas regulamentares.

2.4.2 - Preparação da Superfície da Interface

Face aos resultados obtidos com os ensaios da Fase 1 Grupo 1, adoptou-se a técnica de preparação da superfície da interface com jacto de areia para tratar os provetes *push-off* considerados no estudo experimental da Fase 1 Grupo 4, descrito neste sub-capítulo.

Atendendo a que o tipo de ensaios adoptado na Fase 1 Grupo 4, o *push-off test*, não é o mesmo do adoptado na Fase 1 Grupo 1, o *slant shear test*, julgou-se conveniente considerar duas situações adicionais, sem conectores, uma com a superfície da interface betonada contra cofragem metálica e sem tratamento e a outra com preparação da mesma com jacto de areia, para tentar correlacionar os resultados de ambos os grupos.

2.4.3 - A Aplicação de Conectores Perpendicularmente à Superfície da Interface

Existem vários trabalhos publicados sobre o assunto, mas quase todos abordam o comportamento de vigas pré-fabricadas com laje betonada *in situ*. Vários códigos e normas apresentam também directrizes nesta matéria.

Em 1992, Patnaik apresenta, no Capítulo 2 da sua tese de doutoramento, uma revisão bibliográfica bastante completa sobre a investigação realizada sobre a resistência ao corte da interface de vigas compósitas de betão armado [Patnaik 1992]. Refere os métodos de cálculo utilizados antes do ACI 318-63, desde aqueles que consideravam não ser necessários conectores a ligar a laje betonada *in situ* à viga pré-fabricada, se a rugosidade do topo desta fosse convenientemente aumentada, até aos que consideravam que os conectores deviam ser dimensionados para absorver a totalidade das tensões de escorregamento. Faz ainda menção a Anderson, que divulgou nos EUA os agora vulgarmente utilizados *push-off tests*. É ainda apresentada a evolução do popular conceito de "corte-atrito" que, de acordo com o autor, foi bastante usado nos anos 50 na Europa e na Rússia, tendo sido introduzido nos EUA em 1958 por Ernest Basler.

A equação linear da teoria de corte-atrito, à qual estava subjacente que a resistência ao corte se desenvolvia por atrito e não por aderência, foi publicada por Birkeland e Birkeland em 1966 [Patnaik 1992, Birkeland e Birkeland 1966]. A armadura que atravessava a interface era considerada à tracção e a sua resistência por corte era desprezada:

$$v_u = \rho_v f_y \tan \phi \quad (2.23)$$

em que v_u é a tensão de corte última por unidade de área, ρ_v é a relação entre a área transversal total da armadura que atravessa a interface e a área da superfície desta, f_y é a tensão de cedência da armadura e $\tan \phi$ assumia os valores 1,7 para betão monolítico, 1,4 para juntas de construção com a rugosidade da superfície artificialmente aumentada e 0,8 a 1,0 para juntas de construção correntes e para interfaces aço-betão. As seguintes limitações eram apresentadas:

$$v_u \leq 5,52MPa; \rho_v \leq 0,015 \text{ e } f_c' \geq 27,6MPa \quad (2.24)$$

Em 1968 Mast apresenta alguns refinamentos à equação para a formular na forma dada no ACI 318-70 [Patnaik 1992]:

$$v_u = \rho_v f_y \tan \phi \leq 0,15 f_c' \tan \phi \quad (2.25)$$

com f_c' a resistência à compressão do betão relativa a provetes cilíndricos e $\tan \phi$ assumindo os valores 1,4 para interfaces rugosas betão-betão, 1,0 para interfaces betão-aço de vigas compósitas, 0,7 para interfaces betão-aço de vigas compósitas com conectores soldados e 0,7 para interfaces lisas betão-betão. Alguns autores propuseram modificações [Cowen e Cruden 1975].

Equações parabólicas da teoria de corte-atrito foram sugeridas por Birkeland em 1968 e mais tarde por Raths (1977) e Loov (1978) sem serem, no entanto, incluídas em códigos [Patnaik 1992]:

$$v_u = 2,78 \sqrt{\rho_v f_y} \quad (\text{Birkeland}) \quad (2.26)$$

$$v_u = C_s 3,11 \sqrt{\rho_v f_y} \quad (\text{Raths}) \quad (2.27)$$

em que C_s é uma constante que tem em conta a densidade do betão

$$\frac{v_u}{f_c'} = k \sqrt{\frac{\sigma}{f_c'}} \quad (\text{Loov}) \quad (2.28)$$

onde k é uma constante e σ é a força de compressão na interface.

Baseado num relatório de Shaikh de 1978 [Shaikh 1978] e nas recomendações aí contidas o PCI adoptou uma equação parabólica que derivava da equação de Raths [Patnaik 1992]:

$$\rho_v = \frac{v_u}{\phi_y \mu_e} \quad (2.29)$$

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

sendo ϕ o factor de redução de capacidade (=0,85 para corte), μ_e o coeficiente de atrito efectivo dado pela expressão $\mu_e = 6,90C_s^2\mu/v_u$ em que μ é 1,4 para interfaces betão-betão monolíticas, 1,0 para interfaces betão fresco-betão endurecido, 0,4 para interfaces lisas betão-betão e 0,6 para interfaces betão-aço.

Walraven et al. efectuaram uma análise estatística dos dados disponíveis de ensaios do tipo *push-off* [Walraven et al. 1988] e sugeriram uma equação, que na opinião de Patnaik [Patnaik 1992] é demasiadamente complexa para ser adequada ao dimensionamento:

$$v_u = C_1(\rho_v f_y)^{C_2} \quad (2.30)$$

onde $C_1 = 0,822f_{cc}'^{0,406}$ e $C_2 = 0,159f_{cc}'^{0,303}$, sendo f_{cc}' a resistência à compressão do betão para cubos de 150mm de lado. Para $f_c' = 0,85f_{cc}'$ vem $C_1 = 0,878f_c'^{0,406}$ e $C_2 = 0,167f_c'^{0,303}$.

Mau e Hsu, na discussão do artigo anterior, sugeriram uma equação simples que tem em conta a equação de Walraven et al. e os dados estatísticos [Patnaik 1992]:

$$\frac{v_u}{f_c'} = 0,66\sqrt{\frac{\rho_v f_y}{f_c'}} < 0,3 \quad (2.31)$$

Apresenta-se, de seguida, o Quadro 2.7, onde sumariamente são indicados, para diferentes códigos, a expressão que permite calcular o valor de dimensionamento, por unidade de área, da resistência ao corte da interface, assim como os valores previstos nos mesmos para as situações sem conectores e com armadura mínima e ainda os valores máximos indicados.

Valor de Cálculo da Tensão de Corte Resistente na Interface				
Códigos	s/ armadura	c/ arm. mín.	expressão	valor máx.
REBAP-84	-	-	$v_{Rd} = (A_s/s)f_{syd}$	-
EC2-94	$\tau_{Rd,j} = k_T \tau_{Rd} + \mu \sigma_N + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$			$0,5v_f' f_{cd}$
CEB-FIP MC90	$\tau_{Rd} = \beta f_{ctd} + \mu(\rho f_{yd} + \sigma_{cd})$			$0,25f_{cd}$
CSA-A23.3-M84	0,42 MPa	1,8 MPa	$v_{Rd} = \phi_s \rho_v f_y \mu$ (a)	$0,25\phi_c f_c'$ (a)(b)
ACI 318-95	0.60 MPa	2,5 MPa	$V_n = A_v f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)$	$0,2f_c' A_c$ (c)
JSCE:SP1-86	$v_{Rd} = 0,38(\rho_v f_y) \sqrt{f_c'}, se \rho_v f_y < 2,8MPa$ (a)			
	$v_{Rd} = 0,75(\rho_v f_y)^{0,33} \sqrt{f_c'}, se \rho_v f_y \geq 2,8MPa$ (a)			
BS 8110-85	0,7~0,8 MPa	2,1~2,5MPa	$A_h = (1000bv_h)/(0,87f_y)$	-

Quadro 2.7 - Expressão para cálculo da tensão de corte resistente na interface de acordo com diferentes códigos.

- (a) As expressões do **CSA-A23.3-M84** e do **JSCE:SP1-86** apresentadas foram retiradas da tese de doutoramento de A. K. Patnaik [Patnaik 1992] pelo que aparecem de acordo com a nomenclatura aí adoptada e não com a original.
- (b) O valor máximo apresentado é referente a betões com uma resistência à compressão inferior a $26MPa$, sendo nos outros casos determinado por $6,5\phi_c$.
- (c) O valor máximo não deverá ser superior ao determinado pela expressão apresentada nem a $5,5MPa$.

Procurou-se uniformizar as expressões contidas nos códigos, para valores nominais, eliminando os coeficientes de segurança dos materiais, considerando os conectores perpendiculares à superfície da interface, assumindo que esta está limpa, livre de goma e rugosa, fixando um betão C35/45 e admitindo uma tensão normal exterior nula. Quanto à nomenclatura, adoptou-se τ para valor médio da tensão de corte longitudinal, ρ para a relação entre a área da armadura de corte e a área da superfície da interface e f_y para o valor nominal da tensão de cedência do aço.

No **REBAP-84**, no comentário ao art.º 74, apresenta-se a chamada "regra das costuras", cuja expressão consta do quadro anterior. De acordo com as considerações anteriormente tecidas, a referida expressão pode ser re-definida como: $\tau = \rho f_y$ [REBAP-84].

No **EC2-94**, considerando superfície rugosa, vem: $k_T=1,8$ e $\mu=0,7$. Tem-se que $\tau_{Rd}=0,25f_{ctk0,05}/\gamma_c$. O valor nominal de τ_{Rd} será obtido substituindo $f_{ctk0,05}=2,2MPa$ por $f_{cm}=3,2MPa$ e não considerando o coeficiente de segurança [EuroCode 2-1994]. Substituindo, a primeira parcela da expressão do quadro anterior vem: $1,8 \times 0,25 \times 3,2=1,44$. Para $\sigma_N=0$, a segunda parcela é nula. Para conectores perpendiculares à superfície da interface, $\alpha=0$, e, considerando o valor nominal da tensão de cedência do aço, a terceira parcela vem igual a $0,7\rho f_y$. A referida expressão toma então a seguinte forma: $\tau=1,44+0,7\rho f_y$. Relativamente ao valor máximo definido, tendo-se fixado o betão na classe C35/45 e sendo $\nu = 0,7 - f_{ck}/200$, tem-se $\nu = 0,7 - 35/200 = 0,525$.

Considerando $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 35 + 8 = 43MPa$ vem $0,5 \times 0,525 \times 43=11,29MPa$.

No **CEB-FIP MC90**, para superfície rugosa, vem $\beta=0,4$ e $\mu=0,9$. Sendo $f_{ctd} = f_{cd}^{0,67}$ e considerando valores nominais, a primeira parcela da expressão do quadro anterior vem: $0,12f_c^{0,67} = 1,49MPa$ e a segunda pode escrever-se como: $0,9\rho f_y$ [CEB-FIP MC 90]. Tem-se então: $\tau = 1,49 + 0,9\rho f_y$. O valor máximo nominal vem igual a $0,25 \times 43=10,75MPa$.

No **CSA-A23.3-M84**, de acordo com Patnaik [Patnaik 1992], $\mu=0,9$ para betão colocado contra betão endurecido com a superfície intencionalmente rugosa e $\phi_s=0,85$ é o coeficiente de segurança do

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

aço. Os valores indicados no quadro anterior referentes à tensão de corte longitudinal para as situações sem armadura e com armadura mínima, divididos pelo coeficiente de segurança do aço dão os respectivos valores nominais: $0,49MPa$ e $2,12MPa$. A expressão do quadro anterior pode ser re-escrita dando: $\tau = 0,9\rho f_y$. O valor máximo será: $6,5MPa$.

No **ACI 318-95**, define-se o coeficiente de atrito $\mu=1,0\lambda$ para betão colocado contra betão endurecido com a superfície intencionalmente rugosa, sendo $\lambda=1,0$ para betão de densidade normal [ACI 318-95]. Considerando conectores perpendiculares à superfície da interface a expressão do quadro anterior pode ser re-escrita como: $\tau = \rho f_y$. O valor máximo será $5,5MPa$.

No **JSCE:SP1-86**, de acordo com Patnaik [Patnaik 1992], substituindo f_c' por $43MPa$, obtêm-se as seguintes expressões:

$$\tau = 2,49(\rho f_y), \text{ se } \rho f_y < 2,8MPa \text{ e } \tau = 4,92(\rho f_y)^{0,33}, \text{ se } \rho f_y \geq 2,8MPa$$

No **BS 8110-85**, uniformizando a expressão tendo em conta as considerações anteriormente tecidas, obtêm-se: $\tau = \rho f_y$ (o valor 0,87 da expressão correspondente do quadro anterior é o inverso de $\gamma_s=1,15$, o coeficiente de segurança do aço) [BS 8110-85].

Apresentam-se, no Quadro 2.8, as expressões anteriormente re-escritas para as condições referidas e, para uma melhor percepção da abordagem feita por cada um dos códigos, apresenta-se ainda um gráfico da tensão de escorregamento *versus* a tensão de compressão na interface da teoria corte-atrito correspondente a cada código.

Valor de Cálculo da Tensão de Corte Resistente na Interface				
Códigos	s/ armadura	c/ arm. mín.	expressão	valor máx.
REBAP-84	-	-	$\tau = \rho f_y$	-
EC2-94	-	-	$\tau = 1,44 + 0,7\rho f_y$	11,29 MPa
CEB-FIP MC90	$\tau = 1,49 + 0,9\rho f_y$			10,75MPa
CSA-A23.3-M84	0,49 MPa	2,12 MPa	$\tau = 0,9\rho f_y$	6,5MPa
ACI 318-95	0,60 MPa	2,5 MPa	$\tau = \rho f_y$	5,5MPa
JSCE:SP1-86	$\tau = 2,49(\rho f_y), \text{ se } \rho f_y < 2,8MPa$			
	$\tau = 4,92(\rho f_y)^{0,33}, \text{ se } \rho f_y \geq 2,8MPa$			
BS 8110-85	0,7~0,8 MPa	2,1~2,5MPa	$\tau = \rho f_y$	-

Quadro 2.8 - Expressão para cálculo da tensão de corte resistente na interface de acordo com diferentes códigos reescrita.

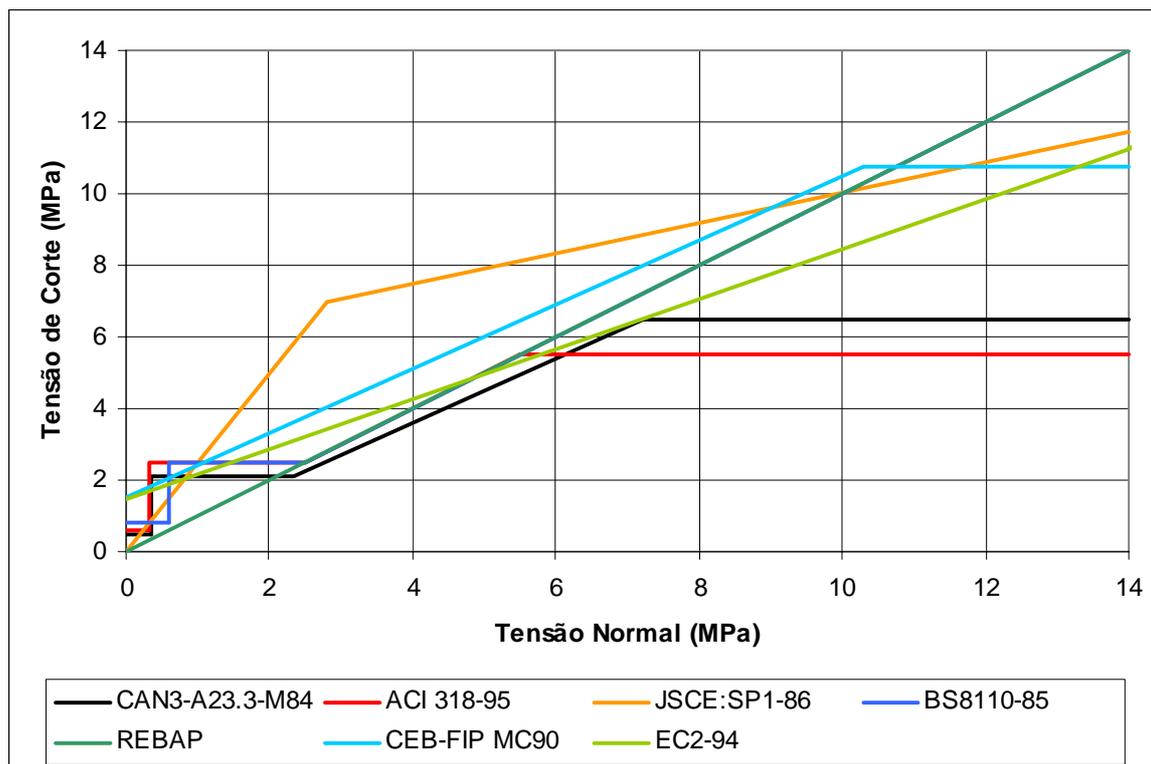


Gráfico 2.4 - Valor da tensão de corte resistente de acordo com diferentes códigos.

2.4.4 - Ensaios Adotados

O tipo de ensaio de corte adotado para a realização dos testes da Fase 1 Grupos 1, 2 e 3, descritos nos sub-capítulos 2.1, 2.2 e 2.3, o *slant shear test*, não é utilizado quando se pretende colocar *armadura de costura*, ou seja, quando se aplicam conectores perpendicularmente à superfície da interface. Decidiu-se então, adotar para o estudo experimental da Fase 1 Grupo 4, descrito neste sub-capítulo, o *push-off test* por ser considerado o mais indicado para este tipo de análise, tendo sido utilizado, com algumas variantes, por muitos dos que se dedicaram ao estudo da resistência ao corte da interface de vigas compósitas [Hanson 1960, Birkeland e Birkeland 1966, Hoffbeck *et al.* 1969, Mattock *et al.* 1975 e 1976, Chung e Lui 1977 e 1978, Walraven e Reinhardt 1981, Patnaik 1992, Ali e White 1999]. Optou-se pelo modelo usado no estudo experimental sobre transferência de corte em betão armado de Hofbeck, Ibrahim e Mattock [Hoffbeck *et al.* 1969].

O provete adoptado é anti-simétrico, constituído por duas metades iguais, cada uma com a configuração de um "L". A geometria da envolvente é um paralelepípedo de dimensões: $254 \times 546 \times 127 \text{mm}^3$. Cada metade apresenta uma armadura longitudinal de 9 varões em aço A400 de 10mm de diâmetro e uma armadura transversal de 8 cintas em aço A400 de 6mm de diâmetro.

Não sendo um ensaio normalizado, os moldes tiveram de ser feitos por encomenda (Figura 2.3). Depois da betonagem das primeiras metades, procedeu-se à aplicação dos conectores, que consistiam de varões em aço A400 de 6mm de diâmetro e 180mm de comprimento, e à preparação

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

da superfície da interface com jacto de areia. Antes da betonagem das segundas metades, colava-se uma placa de espuma de polistireno no topo da base do "L" que era posteriormente removida de forma a se obter uma folga de cerca de 20mm (Figura 2.4).

Os provetes a ensaiar eram colocados numa prensa de 500t sendo o ensaio realizado com controlo de deslocamentos para não haver paragem no instante do descolamento da interface (Fotografia 2.9). Considerava-se o final do ensaio quando ocorria uma de duas coisas: (a) a rotura de todos os conectores ou (b) a folga atingia o limite.

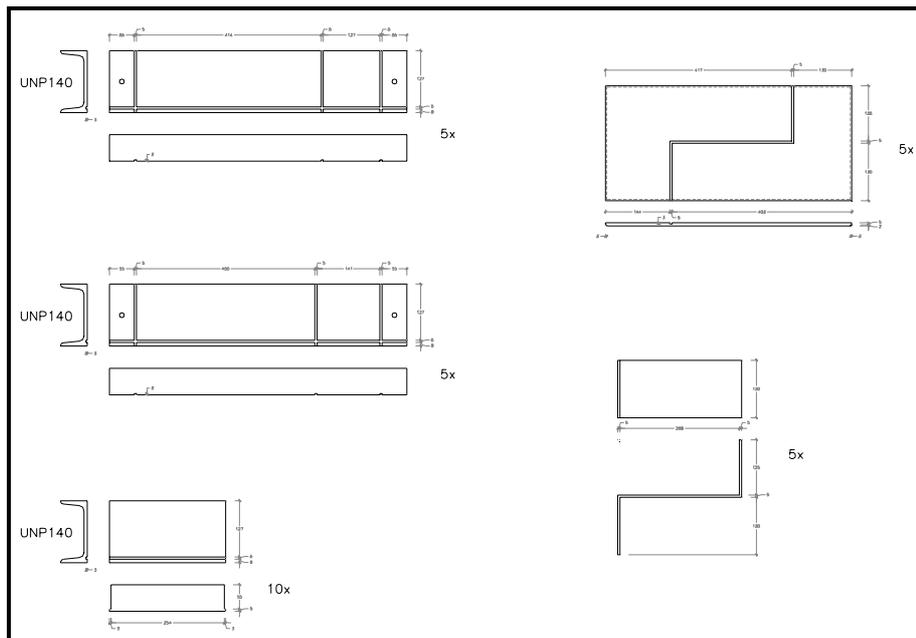
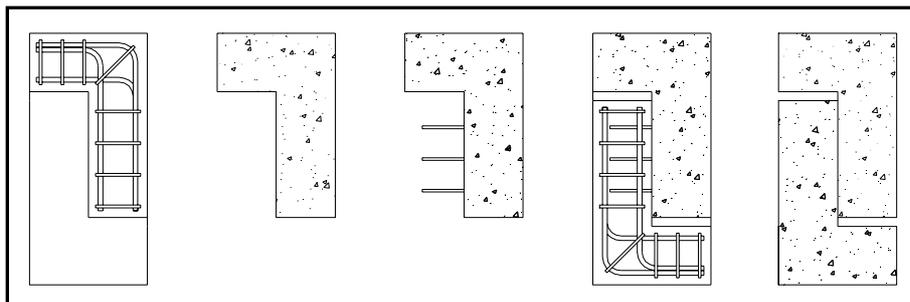


Figura 2.3 - Esquema dos moldes utilizados no fabrico dos provetes *push-off*.



Fotografia 2.9 - Instalação de ensaio de um provete *push-off*.

Figura 2.4 - Diferentes fases do fabrico dos provetes *push-off*.

2.4.5 - Parâmetros Fixados

Atendendo a que os provetes *push-off* são armados, ao contrário dos provetes *slant shear* e *pull-off* e devido ao espaço reduzido disponível, a composição do betão utilizado no fabrico de ambas as partes dos primeiros, para todas as situações consideradas, foi obtida adaptando a composição do betão usada nos restantes, relativos à Primeira Fase Grupos 1, 2 e 3, por eliminação dos agregados grossos e corrigida, conforme foi referido no sub-capítulo anterior.

Relativamente à diferença de idades entre o betão original e o betão de reforço, pela razões já apresentadas anteriormente, optou-se por 12 semanas, tendo-se fixado o tempo entre a segunda betonagem de cada provete e o ensaio em 4 semanas.

Para cada situação em estudo, foram executados 5 provetes do tipo *push-off* e 6 cubos de 150mm de lado para controlo da resistência do betão (3 para cada amassadura).

2.4.6 - Calendarização dos Ensaio

Os ensaios a que se refere este sub-capítulo e todas as operações necessárias à realização dos mesmos foram executados nas instalações do Polo I do LEME do DEC da FCTUC. As datas em que essas operações foram levadas a cabo encontram-se indicadas no Quadro 2.9:

Designação	MA ⁽¹⁾	1ª Bet ⁽¹⁾	E C ⁽¹⁾	MA ⁽¹⁾	AC ⁽¹⁾	T Sup ⁽¹⁾	2ª Bet ⁽¹⁾	POT ⁽¹⁾
ST+SC ⁽²⁾	9.2.99	17.2.99	17.3.99	4.3.99	-	-	20.5.99	17.6.99
JA+SC ⁽²⁾	11.2.99	23.2.99	23.3.99	9.3.99	-	21.5.99	25.5.99	22.6.99
JA+H2 ⁽²⁾	15.2.99	2.3.99	30.3.99	15.3.99	12.5.99	21.5.99	1.6.99	29.6.99
JA+H4 ⁽²⁾	17.2.99	16.3.99	13.4.99	16.3.99	12.5.99	21.5.99	15.6.99	13.7.99
JA+H6 ⁽²⁾	2.3.99	23.3.99	20.4.99	18.3.99	14.5.99	21.5.99	22.6.99	20.7.99
JA+S6 ⁽²⁾	23.2.99	18.3.99	15.4.99	17.3.99	14.5.99	21.5.99	17.6.99	15.7.99
JA+E6 ⁽²⁾	3.3.99	25.3.99	22.4.99	23.3.99	-	21.5.99	24.6.99	22.7.99

(1) ver LEGENDA 1; (2) ver LEGENDA 2

Quadro 2.9 - Datas de todas as operações relativas à Fase I Grupo 4.

LEGENDA 1

- (1) Datas das montagens das armaduras das primeiras metades dos provetes "push-off"
- (2) Datas das betonagens das primeiras metades dos provetes "push-off" e dos provetes cúbicos
- (3) Datas dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos
- (4) Datas da montagem das armaduras das segundas metades dos provetes "push-off"
- (5) Datas das aplicações dos conectores perpendicularmente às superfícies das interfaces
- (6) Datas das preparações das superfícies das interfaces dos provetes "push-off"
- (7) Datas das betonagens das segundas metades dos provetes "push-off" e dos provetes cúbicos
- (8) Datas dos ensaios "push-off" e dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos

LEGENDA 2

ST+SC - superfície sem tratamento e sem conectores

JA+SC - superfície preparada com jacto de areia e sem conectores

JA+H2 - superfície preparada com jacto de areia e com 2 conectores aplicados com HILTI HIT-HY 150

JA+H4 - superfície preparada com jacto de areia e com 4 conectores aplicados com HILTI HIT-HY 150

JA+H6 - superfície preparada com jacto de areia e com 6 conectores aplicados com HILTI HIT-HY 150

JA+S6 - superfície preparada com jacto de areia e com 6 conectores aplicados com SIKA ICOSIT K 101

JA+E6 - superfície preparada com jacto de areia e com 6 conectores embebidos

2.4.7 - Preparação e Realização dos Ensaios

Para a realização dos ensaios descritos neste sub-capítulo foi executado um total de 14 amassaduras tendo sido usada uma composição de betão obtida a partir da composição de betão usada nos provetes dos ensaios descritos nos sub-capítulos 2.1, 2.2 e 2.3 por eliminação dos agregados grossos e corrigida. Fabricaram-se no total 35 provetes *push-off* e 42 provetes cúbicos.

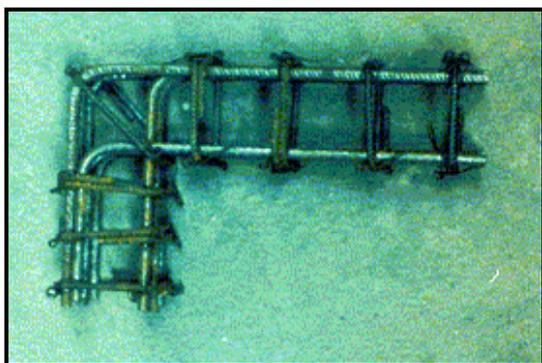
A tarefa inicial consistiu na montagem das armaduras das primeiras 35 metades dos provetes *push-off* (Fotografia 2.10a), à qual se seguiu a betonagem destas bem como de 21 provetes cúbicos de 150mm de lado para controlo do betão das correspondentes 7 amassaduras (Fotografia 2.10b e 2.10c).

O procedimento adoptado foi o mesmo que nos preparativos dos ensaios descritos nos sub-capítulos anteriores: na véspera de cada betonagem procedia-se à preparação dos moldes - limpeza, montagem e aplicação do óleo descofrante - à pesagem do cimento, adjuvante, britas e areia previamente seca.

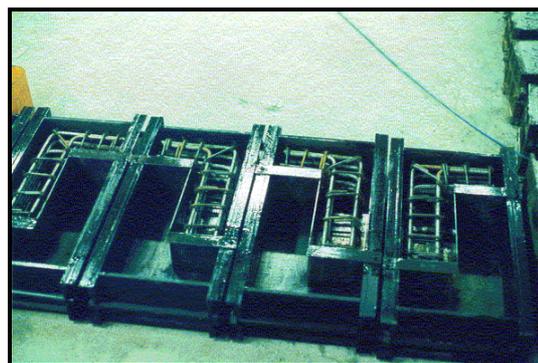
Os meios provetes *push-off* bem como os provetes cúbicos, foram armazenados no laboratório, nas condições de temperatura e humidade relativa do mesmo.

Vinte e oito dias após cada uma das betonagens foram realizados os ensaios dos provetes cúbicos para controlo do betão.

As tarefas seguintes consistiram na montagem das armaduras das segundas metades dos provetes *push-off*, na execução dos furos (Fotografia 2.11a) e limpeza com jacto de ar dos mesmos (Fotografia 2.11b) e na aplicação dos conectores com os produtos comerciais adoptados: HILTI HIT-HY 150 (Fotografia 2.11c e 2.11d) e SIKA ICOSIT K 101.



Fotografia 2.10 (a) - Armadura de um meio provete *push-off*.



Fotografia 2.10 (b) - Moldes e armaduras de primeiras metades de provetes *push-off*.



Fotografias 2.10 (c) - Betonagem de primeiras metades de provetes *push-off*.

A técnica de preparação da superfície da interface adoptada foi o tratamento com jacto de areia (Fotografia 2.11e) tendo sido considerada também a situação da superfície sem tratamento betonada contra cofragem metálica.

Os provetes *push-off* foram designados de acordo com o tratamento da superfície da interface a que foram sujeitos, "ST" (sem tratamento) e "JA" (jacto de areia), o número de conectores que foram aplicados e o tipo de material usado para executar a sua ancoragem, "SC" (sem conectores), "H2" (2 conectores ancorados com HILTI HIT-HY 150), "H4" (4 conectores ancorados com HILTI HIT-HY 150), "H6" (6 conectores ancorados com HILTI HIT-HY 150), "S6" (6 conectores ancorados com SIKA ICOSIT K 101) e "E6" (6 conectores previamente embebidos).

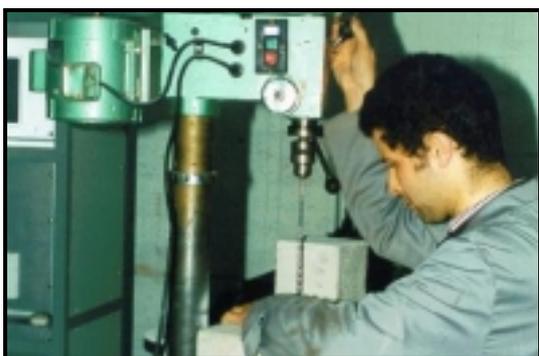
A tarefa seguinte consistiu na colagem de placas de espuma de polistireno no topo da base das primeiras metades dos provetes *push-off* para criar uma folga de cerca de 20mm entre estas e as

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

segundas metades (Fotografia 2.11f). Seguiu-se o fabrico das 35 segundas metades dos provetes *push-off* e dos 21 provetes cúbicos de 150mm de lado para controlo do betão.

Finalmente, no dia a seguir a cada uma das 7 segundas betonagens, eram removidas as placas de espuma de polistireno ficando os provetes *push-off* com duas folgas que permitiam um encurtamento dos mesmos de cerca de 20mm, possibilitando desta forma a continuação do ensaio após o descolamento da interface.

Os provetes *push-off* e cúbicos foram armazenados no laboratório nas condições de temperatura e humidade relativa do mesmo.



Fotografia 2.11 (a) - Execução dos furos num meio provete *push-off*.



Fotografia 2.11 (b) - Limpeza dos furos com jacto de ar.



Fotografia 2.11 (c) - Aplicação do HILTI HIT-HY 150.



Fotografia 2.11 (d) - Aplicação dos conectores.



Fotografia 2.11 (e) - Tratamento da superfície da interface com jacto de areia.

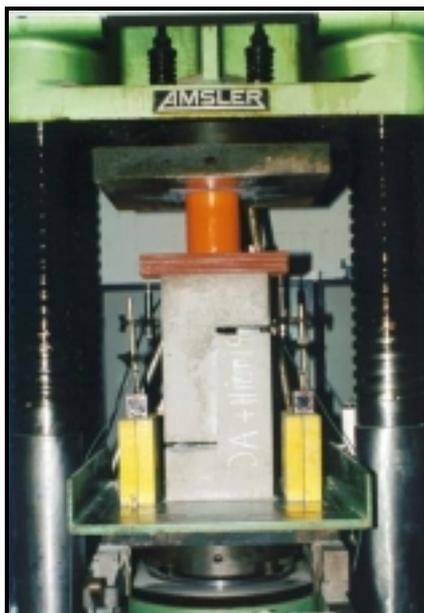


Fotografia 2.11 (f) - Molde com uma primeira metade de um provete *push-off* e a armadura da segunda metade.

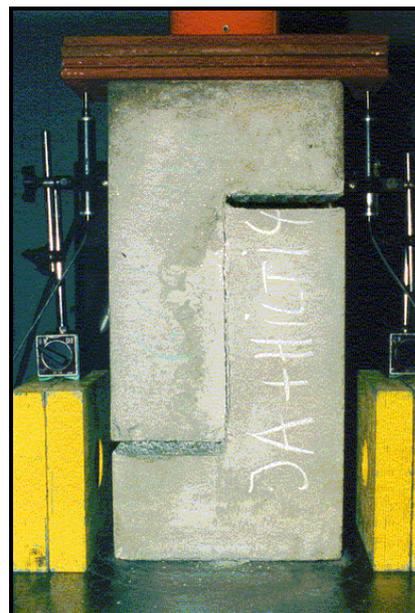
Os ensaios dos provetes *push-off* foram realizados numa prensa de 500t. Atendendo a que após o descolamento da superfície da interface, devido à existência de *armadura de costura*, não se esgota a capacidade resistente do provete, os ensaios foram realizados com controlo de deslocamentos e não com controlo de carga, uma vez que a perda de rigidez resultante do descolamento da superfície da interface originaria a interrupção do ensaio com controlo de força.

Entre o prato superior da prensa e o provete foram colocados uma célula de carga, TML CLC-20A, e dois transdutores de deslocamentos, TML CDP 25, ligados a um *data logger*, TML TDS 601, com o objectivo de duplicar os meios de aquisição de resultados uma vez que a prensa dispõe de um sistema de aquisição de resultados próprio (Fotografia 2.12a). As vantagens deste procedimento são: (1) no caso de um dos meios de aquisição de resultados falhar, os resultados são obtidos através do segundo; (2) no caso de ambos funcionarem, o confronto dos resultados obtidos por cada um deles aumentará a fiabilidade dos mesmos no caso de serem coincidentes ou alertará para a existência de um erro no caso de serem diferentes.

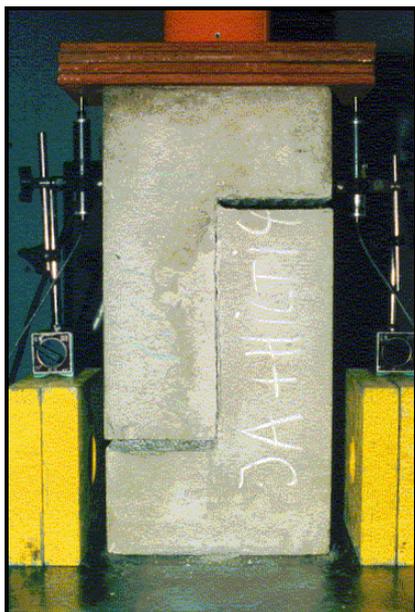
Todos os provetes apresentaram qualitativamente o mesmo comportamento. Para um aumento uniforme de deformação no tempo, observou-se um aumento rápido de carga até ao descolamento da superfície da interface (Fotografia 2.12b). Nesse instante verificou-se uma perda brusca de rigidez. Posteriormente (Fotografias 2.12c e 2.12d), para o mesmo aumento uniforme de deformação no tempo, constatou-se um aumento lento de força. O aumento de rigidez com o aumento de deformação após o descolamento da superfície da interface foi tanto mais acentuado quanto maior o número de conectores aplicados perpendicularmente à superfície da interface chegando a atingir valores próximos do valor da carga que provocou o descolamento da superfície da interface.



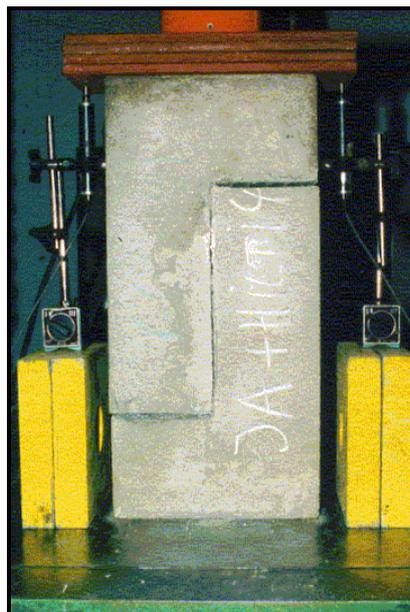
Fotografia 2.12 (a) - Início do ensaio *push-off*.



Fotografia 2.12 (b) - Instante do descolamento da superfície da interface.



Fotografia 2.12 (c) - Instante intermédio do ensaio *push-off*.



Fotografia 2.12 (d) - Fim do ensaio *push-off*.

2.4.8 - Resultados dos Ensaios

No Quadro 2.10, apresentam-se os resultados obtidos com os ensaios, em termos de valores médios, da tensão de compressão aos 28 dias dos provetes normalizados para caracterização do betão original e do betão de reforço e da tensão tangencial na interface dos provetes *push-off*, no instante do descolamento da mesma e respectivos coeficientes de variação, relativos a cada uma das 7 situações consideradas. No Anexo E, apresentam-se 7 quadros, um para cada uma das situações consideradas, com os valores nominais na rotura, de cada um dos 77 provetes ensaiados.

Provetes	TCBO (a)	TCBR (a)	TTPOT (a)	CVPOT (a)
ST+SC (b)	43,96	44,65	1,81	9,94
JA+SC (b)	51,17	42,58	3,11	20,54
JA+H2 (b)	48,34	45,17	3,25	23,39
JA+H4 (b)	45,75	39,65	3,44	14,64
JA+H6 (b)	41,14	42,46	3,67	8,86
JA+S6 (b)	45,21	44,22	3,81	4,38
JA+E6 (b)	45,62	44,78	3,93	6,95

(a) ver LEGENDA 1.

(b) ver LEGENDA 2.

Quadro 2.10 - Resultados dos ensaios da Fase I Grupo 4.

LEGENDA 1

TCBO - Tensão de compressão [MPa] aos 28 dias dos provetes do betão original.

TCBR - Tensão de compressão [MPa] aos 28 dias dos provetes do betão de reforço.

TTPOT - Tensão tangencial [MPa] na interface dos provetes *push-off* no instante do descolamento da mesma.

CVPOT - Coeficiente de variação de TTPOT.

LEGENDA 2

ST+SC - superfície sem tratamento (betonada contra cofragem metálica) e sem conectores.

JA+SC - superfície tratada com jacto de areia e sem conectores.

JA+H2 - superfície tratada com jacto de areia e com 2 conectores ancorados com HILTI HIT-HY 150.

JA+H4 - superfície tratada com jacto de areia e com 4 conectores ancorados com HILTI HIT-HY 150.

JA+H6 - superfície tratada com jacto de areia e com 6 conectores ancorados com HILTI HIT-HY 150.

JA+S6 - superfície tratada com jacto de areia e com 6 conectores ancorados com SIKA ICOSIT K 101.

JA+E6 - superfície tratada com jacto de areia e com 6 conectores previamente embebidos.

Seguidamente, apresentam-se os Gráficos 2.5 a 2.9 do valor da carga aplicada nos provetes *push-off* com conectores aplicados perpendicularmente à superfície da interface *versus* o deslocamento do prato inferior da prensa de ensaios, obtidos pelos dois meios de aquisição de dados utilizados (à esquerda - *data logger*; à direita - prensa de ensaios), relativos ao terceiro provete de cada uma das situações consideradas com conectores, respectivamente: JA+H2, JA+H4, JA+H6, JA+S6 e JA+E6, incluindo-se, no Anexo E, a totalidade dos mesmos.

Apresenta-se, ainda, no Quadro 2.11, para cada situação, o valor médio da tensão tangencial registado no instante do descolamento da interface e o valor médio da tensão tangencial máxima, registada após o descolamento da interface, indicando-se, no Anexo E, os valores nominais da última referentes a cada um dos provetes ensaiados.

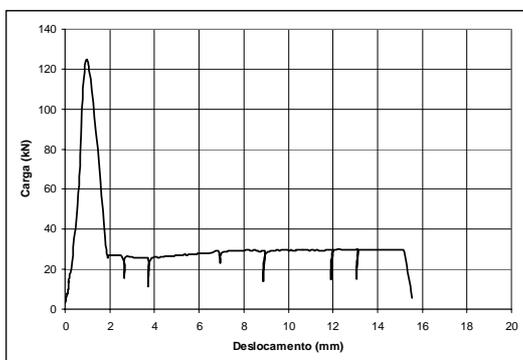


Gráfico 2.5 (a) - Curva carga *versus* deslocamento registada pelo *datalogger* relativa ao provete JA+H2-3.

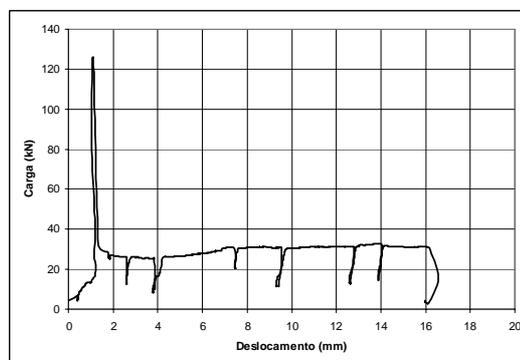


Gráfico 2.5 (b) - Curva carga *versus* deslocamento registada pela prensa relativa ao provete JA+H2-3.

2. A Influência de Diferentes Parâmetros na Resistência da Interface

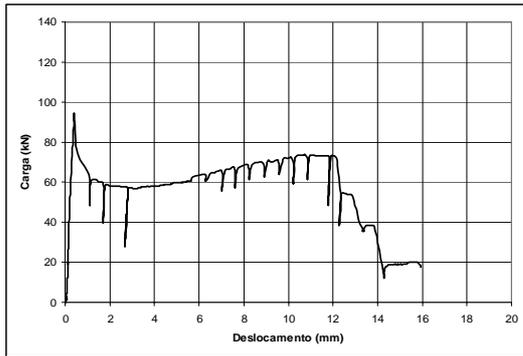


Gráfico 2.6 (a) - Curva carga *versus* deslocamento registrada pelo datalogger relativa ao provete JA+H4-3.

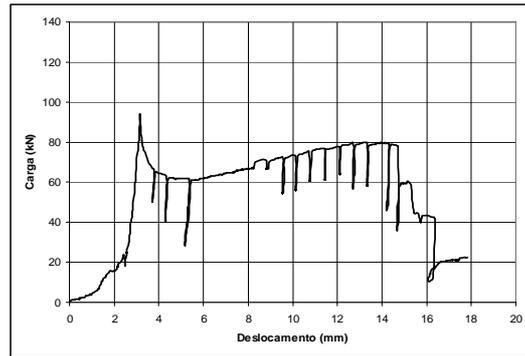


Gráfico 2.6 (b) - Curva carga *versus* deslocamento registrada pela prensa relativa ao provete JA+H4-3.

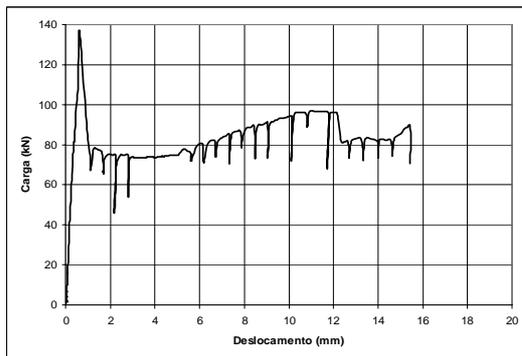


Gráfico 2.7 (a) - Curva carga *versus* deslocamento registrada pelo datalogger relativa ao provete JA+H6-3.

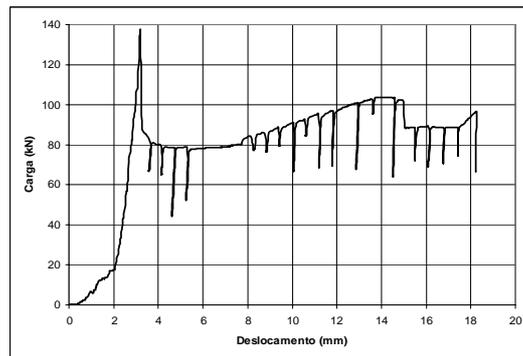


Gráfico 2.7 (b) - Curva carga *versus* deslocamento registrada pela prensa relativa ao provete JA+H6-3.

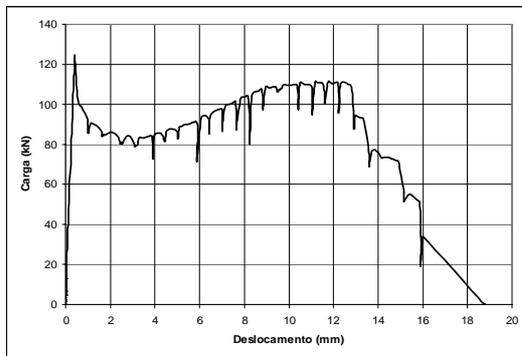


Gráfico 2.8 (a) - Curva carga *versus* deslocamento registrada pelo datalogger relativa ao provete JA+S6-3.

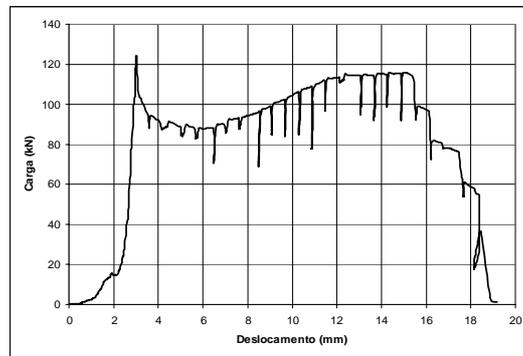


Gráfico 2.8 (b) - Curva carga *versus* deslocamento registrada pela prensa relativa ao provete JA+S6-3.

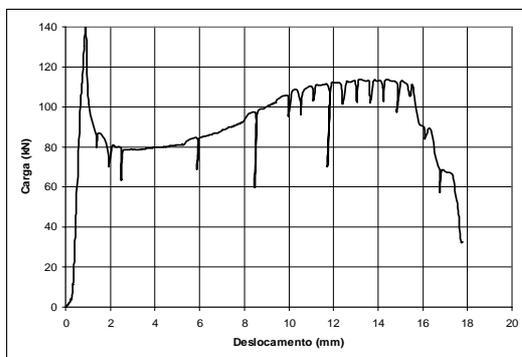


Gráfico 2.9 (a) - Curva carga *versus* deslocamento registrada pelo datalogger relativa ao provete JA+E6-3.

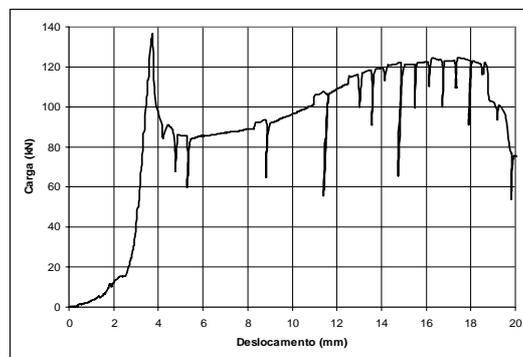


Gráfico 2.9 (b) - Curva carga *versus* deslocamento registrada pela prensa relativa ao provete JA+E6-3.

Provetes	TTPOT (a)	TTPOTD (a)
JA+H2 (b)	3,25	1,09 MPa
JA+H4 (b)	3,44	2,48 MPa
JA+H6 (b)	3,67	3,35 MPa
JA+S6 (b)	3,81	3,58 MPa
JA+E6 (b)	3,93	3,62 MPa

(a) ver LEGENDA 1.

(b) ver LEGENDA 2.

Quadro 2.11 - Resultados dos ensaios da Fase I Grupo 4 pós-descolamento da interface.

LEGENDA 1TTPOT - Tensão tangencial [MPa] na interface dos provetes *push-off* no instante do descolamento da mesma.TTPOTD - Tensão tangencial [MPa] na interface dos provetes *push-off* pós-descolamento da mesma.**LEGENDA 2**

JA+H2 - superfície tratada com jacto de areia e com 2 conectores ancorados com HILTI HIT-HY 150.

JA+H4 - superfície tratada com jacto de areia e com 4 conectores ancorados com HILTI HIT-HY 150.

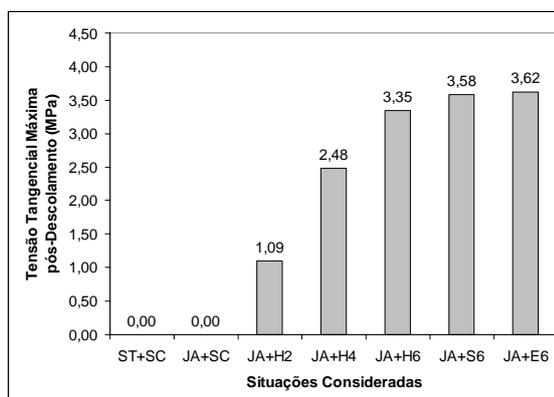
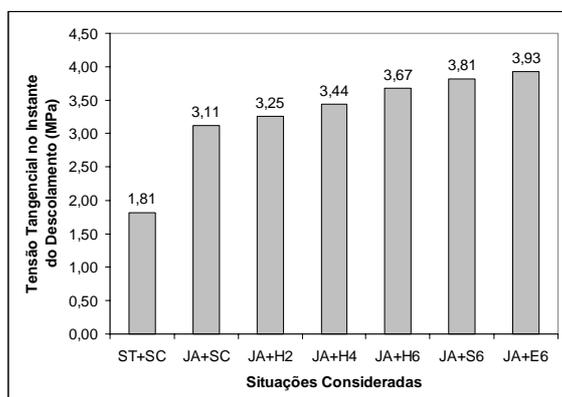
JA+H6 - superfície tratada com jacto de areia e com 6 conectores ancorados com HILTI HIT-HY 150.

JA+S6 - superfície tratada com jacto de areia e com 6 conectores ancorados com SIKA ICOSIT K 101.

JA+E6 - superfície tratada com jacto de areia e com 6 conectores previamente embebidos.

2.4.9 - Análise dos Resultados dos Ensaios

Apresentam-se, seguidamente, dois gráficos de barras com o valor médio da tensão tangencial na interface dos provetes *push-off* no instante do descolamento da mesma (Gráfico 2.10a) e correspondente máximo após o descolamento (Gráfico 2.10b), para cada uma das 7 situações testadas: ST+SC, JA+SC, JA+H2, JA+H4, JA+H6, JA+S6 e JA+E6.



Gráficos 2.10 - (a) Valor médio da tensão tangencial na interface dos provetes *push-off*, no instante do descolamento da mesma, para as diferentes situações consideradas; (b) Valor médio da tensão tangencial máxima na interface dos provetes *push-off*, após o descolamento da mesma, para as diferentes situações consideradas.

Relativamente aos resultados dos ensaios tipo *push-off* correspondentes às duas situações sem conectores, ST+SC (com a superfície da interface sem tratamento) e JA+SC (com a superfície da interface preparada com jacto de areia), confirma-se a conclusão, expressa no sub-capítulo 2.1, da segunda situação implicar uma resistência superior da interface.

Comparando com os resultados dos ensaios tipo *slant shear* da Fase 1 Grupo 1, correspondentes às situações com igual tratamento da interface, ST e JA, constata-se ser verdadeira a ideia, divulgada na literatura, do **ensaio de corte inclinado (*slant shear test*) ser bastante sensível à rugosidade da superfície da interface**. De facto, a diferença de resistência ao corte entre a interface com a superfície sem tratamento e a interface com a superfície preparada com jacto de areia é de 1,30MPa para 14,13MPa com os ensaios *slant shear* e de 1,81MPa para 3,11MPa no caso dos ensaios *push-off*. Este facto vem ainda reforçar a explicação dada anteriormente, em relação a conclusões distintas e por vezes contraditórias expressas por diferentes autores sobre um mesmo assunto, de que *só é possível retirar ilações válidas sobre a influência de um determinado parâmetro comparando situações em que apenas este factor variou, devendo manter-se constantes todos os outros*, incluindo os materiais utilizados, a sua forma de aplicação, as condições de temperatura e humidade relativa ambientes, o tipo de ensaios realizados, etc. Apresenta-se difícil a possibilidade de correlação entre resultados de ensaios *push-off* e de ensaios *slant shear*, no entanto, como só foram consideradas duas situações, não é possível ser-se conclusivo.

Quanto às três situações consideradas dos provetes *push-off* com a superfície da interface preparada com jacto de areia e com 2, 4 e 6 conectores aplicados *a posteriori* perpendicularmente à mesma, tendo sido usada para os ancorar uma resina epóxida comercial, HILTI HIT-HY 150, respectivamente JA+H2, JA+H4 e JA+H6, são de referir dois aspectos:

- (1) **O valor médio da tensão tangencial na interface, no instante do descolamento desta, é praticamente o mesmo, com 2, 4 ou 6 conectores**, correspondendo as diferenças verificadas praticamente ao acréscimo de área homogeneizada de betão;
- (2) **O comportamento pós-descolamento da interface varia significativamente em função do número de conectores aplicados** perpendicularmente à superfície da interface.

No que concerne aos dois produtos comerciais concorrentes utilizados para efectuar a ancoragem dos conectores, HILTI HIT-HY 150 e SIKA ICOSIT K 101, os resultados, não são muito diferentes existindo uma ligeira vantagem para o último. Quanto à facilidade de aplicação a vantagem é claramente do primeiro.

Em relação aos provetes *push-off* com 6 conectores previamente embebidos, JA+E6, uma vez mais se verifica, em termos de carga de descolamento da interface e de comportamento pós-descolamento, resultados muito semelhantes aos dos provetes *push-off* com 6 conectores aplicados *a posteriori*, ancorados com os dois produtos comerciais concorrentes, havendo uma ligeira vantagem para os provetes JA+E6.

Relativamente à duplicação do sistema de aquisição de resultados há a referir que se revelou importante, tendo-se verificado leituras razoavelmente semelhantes em termos de carga mas diferentes em questão de deslocamentos. Esta última situação, depois de analisada, foi atribuída ao facto do prato superior da prensa, que supostamente deveria estar fixo, na realidade se deslocar ligeiramente para permitir ajustes do sistema hidráulico, medindo o transdutor de deslocamentos do sistema de aquisição de resultados da prensa o deslocamento vertical do prato inferior da mesma e não o deslocamento relativo entre os dois pratos.

De referir ainda que a carga máxima registada pelos dois sistemas de aquisição de resultados foi, em alguns casos, bastante diferente. O ocorrido foi atribuído ao rápido aumento de carga com o deslocamento imposto, na fase anterior ao descolamento da interface, conjugado com a leitura a intervalos de 5s do *data logger*, registando valores inferiores ao máximo quando este ocorria entre leituras. Esse valor ficava registado no sistema de aquisição de resultados da prensa de ensaios e foi adicionado *a posteriori* aos ficheiros de resultados do *data logger*.

Apresenta-se, no Gráfico 2.11, a tensão de escorregamento *versus* a tensão de compressão na interface da teoria corte-atrito, correspondente a cada código considerado anteriormente, tendo-se sobreposto os resultados obtidos com os ensaios descritos neste sub-capítulo.

Os círculos correspondem aos valores médios da tensão de corte longitudinal na interface no instante do descolamento e os triângulos aos valores médios da tensão de corte longitudinal máxima na interface após descolamento, das diferentes situações consideradas.

Subjacente à teoria do corte-atrito está a ocorrência de deslizamento, pelo que apenas os valores, representados no gráfico anterior através de triângulos, devem ser analisados. Verifica-se que **a maioria dos códigos não representa uma situação do lado da segurança para o caso estudado**. Curiosamente o REBAP é a excepção mais evidente. Seria contudo conveniente realizar mais ensaios, com provetes com relações *área de armadura / área da superfície da interface* superiores às consideradas para se poder tirar conclusões mais fiáveis, embora tudo indique que a situação prevista nos códigos considerados (interface *viga pré-fabricada - laje betonada "in situ"*) não é extrapolável para a situação estudada. Provavelmente, tal dever-se-á ao facto das técnicas utilizadas para aumentar a rugosidade do betão fresco da primeira serem mais eficazes do que a técnica do jacto de areia utilizada na segunda, uma vez que o facto dos conectores terem sido aplicados *a posteriori* na segunda situação provou-se não ter influência significativa. Seria também interessante considerar outras técnicas para verificar se os resultados seriam completamente diferentes.

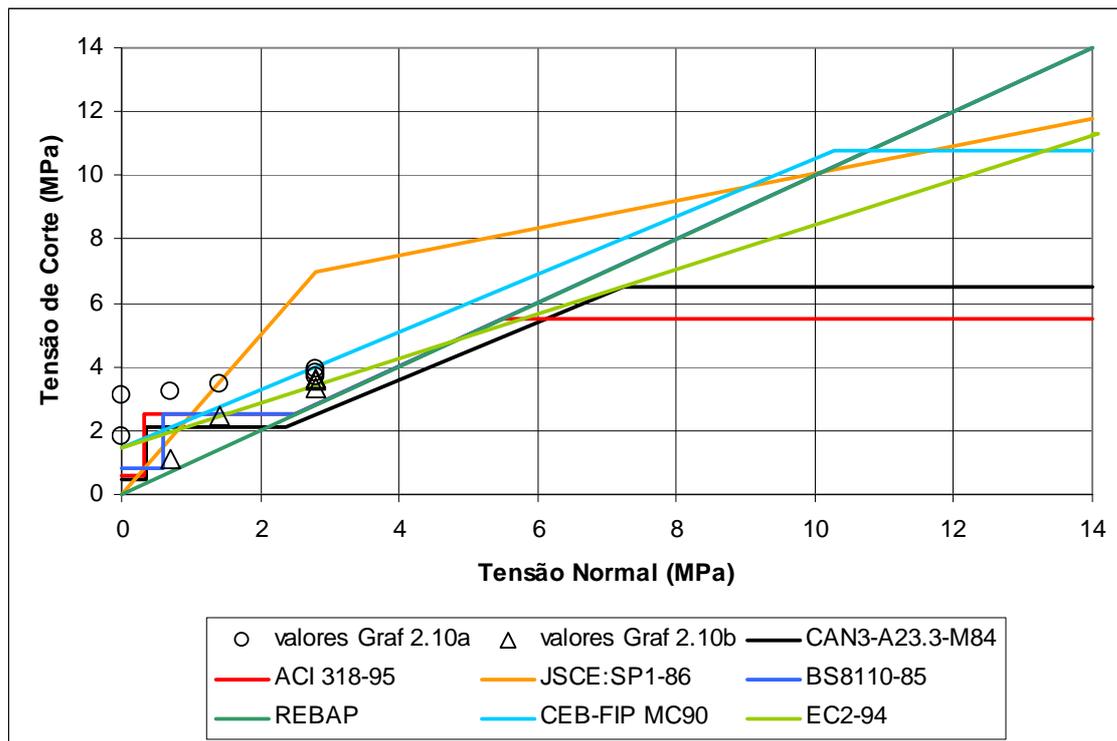


Gráfico 2.11 - Confrontação dos valores experimentais com os valores de cálculo da tensão de corte resistente de acordo com diferentes códigos.

2.4.10 - Síntese das Conclusões

Em resumo, as conclusões sobre o estudo experimental efectuado sobre a influência da aplicação de conectores perpendicularmente à superfície da interface na resistência da ligação entre betões de diferentes idades são as seguintes:

1. O número de conectores **não influencia de forma significativa** o valor da carga que provoca o descolamento da interface.
2. A resistência ao escorregamento **aumenta** com o número de conectores aplicados, sendo necessário um deslocamento relativo considerável para mobilizar o seu valor máximo.
3. Os dois produtos comerciais utilizados para ancorar os conectores demonstraram ser eficazes, apresentando o HILTI HIT-HY 150 maior facilidade de aplicação e menor tempo de presa.
4. O facto dos conectores terem sido aplicados *a posteriori* **não reduziu** de forma representativa a resistência da ligação.
5. Verificou-se que o *slant shear test* revela uma **maior sensibilidade** à rugosidade da superfície da interface do que o *push-off test*.
6. Constatou-se que as expressões contidas na maioria dos códigos analisados **não estão do lado da segurança** relativamente à situação estudada.

Capítulo 3 - Abordagem Analítica, Planeamento dos Ensaios, Ensaios Teste e Preparação dos Modelos

3.1 - Introdução

Os ensaios realizados na Fase II do estudo experimental foram definidos em função do objectivo principal deste trabalho de investigação (determinar a influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado), dos resultados dos ensaios da Fase I, descritos no capítulo anterior e dos condicionamentos em termos de equipamentos existentes no LEME do DEC da FCTUC (Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra).

A geometria dos modelos foi definida em função das características dos actuadores (o mais indicado para os ensaios que se pretendia realizar era o DARTEC M1000/A com uma capacidade máxima de $200kN$ e um curso máximo de $\pm 100mm$) e dos resultados do estudo analítico apresentado em 3.2.

O número de modelos a considerar e as suas características foram definidos em face dos resultados dos ensaios da Fase I, descritos no capítulo anterior:

- (a) Tendo em consideração os resultados dos ensaios referidos no Capítulo 2.1, decidiu-se adoptar como tratamento da superfície da interface a técnica do **jacto de areia**.
- (b) Como consequência dos resultados dos ensaios descritos no Capítulo 2.2, optou-se por **não utilizar resinas epóxicas**.
- (c) Perante os bons resultados obtidos com os ensaios referidos no Capítulo 2.3 e por razões pragmáticas que, atendendo à espessura do reforço, apontavam para a necessidade de utilizar um betão de reforço auto nivelado com um diâmetro máximo dos agregados reduzido, decidiu-se utilizar uma argamassa comercial pré-preparada, o **SikaGrout**.
- (d) Em virtude dos resultados obtidos com os ensaios apresentados no Capítulo 2.4, julgou-se importante considerar um modelo com **conectores** perpendicularmente à superfície da interface para investigar o seu comportamento cíclico, tendo-se optado pelo produto Hilti HIT-HY 150 para os ancorar.

Consideraram-se ainda um modelo **não reforçado**, um modelo com o **reforço não aderente** e um modelo **monolítico**, ou seja, pilar e reforço realizados simultaneamente, para servirem, respectivamente, de referência, limite inferior e limite superior. Considerou-se também útil realizar um modelo reforçado **sem qualquer tipo de tratamento da interface**. Todos os modelos foram

fabricados em duplicado, constituindo os Grupos 1 e 2. Os modelos do Grupo 1 foram submetidos a ensaios lentos monotónicos e os modelos idênticos do Grupo 2 foram sujeitos a ensaios lentos cíclicos. Os ensaios dos modelos do Grupo 1 estão descritos e analisados no Capítulo 4 e os ensaios dos modelos do Grupo 2 são tratados no Capítulo 5.

Para simplificar a realização dos ensaios, optou-se por **aplicar o esforço axial na altura** dos mesmos o que, se para algumas situações pode corresponder à realidade, reforço em fase construtiva ou escoramento dos pilares antes de executar a operação de reforço, na maioria dos casos não se verifica. Por essa razão, decidiu-se considerar mais dois modelos idênticos, em que o reforço foi realizado **após a aplicação do esforço axial**. Estes dois modelos constituíram o Grupo 3, tendo um deles sido submetido a um ensaio lento monotónico e o outro a um ensaio lento cíclico, sendo referidos e analisados nos Capítulos 4 e 5, respectivamente.

Como se decidiu fabricar em série todos os pilares originais, para evitar as diferenças verificadas nos provetes ensaiados na Fase I, considerou-se prudente reforçar previamente dois deles para servirem de teste e permitirem eventuais correcções ou alterações ao projecto inicial. Aproveitou-se também essa decisão para analisar a possibilidade de realizar o **reforço em duas faces** apenas em vez de encamisamento total pois, no caso dos resultados serem correlacionáveis, o primeiro apresentaria a vantagem da interface ser visível em toda a sua altura, o que não acontece com o segundo. Estes modelos formaram o Grupo 0 e foram sujeitos a ensaios lentos monotónicos, descritos e analisados no presente capítulo.

No Quadro 3.1, apresenta-se uma síntese dos modelos ensaiados na Fase II do estudo experimental, a sua organização em Grupos em função dos objectivos pretendidos e uma descrição sumária das suas características.

A determinação analítica da carga de cedência e da carga máxima foi realizada a partir do equilíbrio de forças na secção de encastramento. Foi feito um estudo, considerando:

- (1) um modelo **não reforçado**;
- (2) um modelo reforçado **antes da aplicação do esforço axial**, admitindo comportamento monolítico da secção;
- (3) um modelo reforçado, admitindo **não aderência** entre o reforço e o pilar original;
- (4) um modelo reforçado **depois da aplicação do esforço axial**, admitindo comportamento monolítico da secção.

Os objectivos foram: (a) verificar se a abordagem analítica traduz satisfatoriamente o comportamento real dos modelos ensaiados e, nesse caso, (b) quantificar o monolitismo dos mesmos, uma vez que se esperavam respostas entre os resultados analíticos das situações (2) e (3) ou (4) e (3), atrás descritas, para os modelos reforçados dos Grupos 1 e 2 e do Grupo 3, respectivamente.

FASE II do ESTUDO EXPERIMENTAL		
Grupo	Designação	Descrição
0 (ensaios teste)	M1G0	pilar encamisado.
	M2G0	pilar reforçado em apenas duas faces.
1 (ensaios monotónicos)	M1G1	pilar não reforçado.
	M2G1	pilar com o reforço não aderente.
	M3G1	modelo monolítico (pilar e reforço betonados simultaneamente).
	M4G1	pilar reforçado sem tratamento da interface.
	M5G1	pilar reforçado com a interface tratada com jacto de areia.
	M6G1	pilar reforçado com a interface tratada com jacto de areia e com conectores aplicados.
2 (ensaios cíclicos)	M1G2	pilar não reforçado.
	M2G2	pilar com o reforço não aderente.
	M3G2	modelo monolítico (pilar e reforço betonados simultaneamente).
	M4G2	pilar reforçado sem tratamento da interface.
	M5G2	pilar reforçado com a interface tratada com jacto de areia.
	M6G2	pilar reforçado com a interface tratada com jacto de areia e com conectores aplicados.
3 (modelos pré-carregados)	M1G3	pilar reforçado com a interface tratada com jacto de areia.
	M2G3	pilar reforçado com a interface tratada com jacto de areia.

Quadro 3.1 - Síntese dos modelos ensaiados na Fase II do estudo experimental.

3.2 - Abordagem Analítica

3.2.1 - Modelo Não Reforçado

Para o modelo não reforçado, os dados do problema são (Figura 3.1): as dimensões da secção transversal, b e h , o valor médio da resistência à compressão do betão à data do ensaio, f_c , a área da armadura longitudinal de compressão, A_{s1} , a área da armadura longitudinal de tracção, A_{s2} , a distância à face comprimida do centro geométrico da armadura longitudinal de compressão, a_{s1} , a distância à face traccionada do centro geométrico da armadura longitudinal de tracção, a_{s2} , o valor médio do módulo de elasticidade do aço das armaduras, E_s , o valor médio da tensão de cedência do aço das armaduras, f_{sy} e o valor do braço da carga horizontal, z .

Carga de Cedência

A partir dos dados referidos, fixa-se o valor da extensão na armadura longitudinal de tracção,

$$\varepsilon_{s2} = f_{sy} / E_s$$

e, para uma primeira aproximação do valor da extensão no betão, ε_c , determinam-se os seguintes parâmetros (Figura 3.1):

- a posição do eixo neutro,

$$x = (h - a_{s2}) \times \varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_{s2});$$

- a posição da fronteira da parte parabólica do diagrama de tensões no betão,

$$x_2 = \min(2 \times 10^{-3} \times x / \varepsilon_c; x);$$

- a extensão na armadura longitudinal de compressão,

$$\varepsilon_{s1} = (x - a_{s1}) \times \varepsilon_c / x;$$

- a resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão (que pode ficar à tracção),

$$F_{s1} = \min(\max(-f_{sy} \times A_{s1}; E_s \times \varepsilon_{s1} \times A_{s1}); f_{sy} \times A_{s1});$$

- o braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão,

$$z(F_{s1}) = h/2 - a_{s1};$$

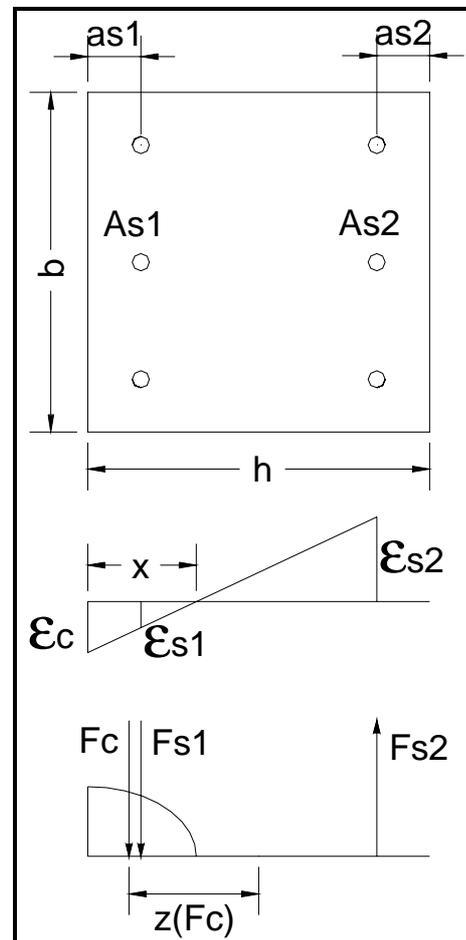


Figura 3.1 - Secção transversal e diagramas de extensões e de tensões do modelo não reforçado.

- a resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção,

$$F_{s2} = \min(E_s \times \varepsilon_{s2} \times A_{s2}; f_{sy} \times A_{s2});$$

- o braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção,

$$z(F_{s2}) = h/2 - a_{s2};$$

- a resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão,

$$F_{c1} = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c1} = f_c \times b \times (x - x_2), \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão,

$$z(F_{c1}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c1}) = h/2 - (x - x_2)/2, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão,

$$F_{c2} = b \times x \times \varepsilon_c \times f_c \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_c), \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c2} = b \times x_2 \times 2 \times 10^{-3} \times f_c \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}), \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão,

$$z(F_{c2}) = h/2 - x + (1/3 - 250/4 \times \varepsilon_c) / (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_c) \times x, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c2}) = h/2 - x + (1/3 - 250/4 \times 2 \times 10^{-3}) / (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}) \times x_2, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o esforço axial na secção de encastramento,

$$N = F_{s1} - F_{s2} + F_{c1} + F_{c2};$$

- o momento flector de cedência na secção de encastramento,

$$M_y = F_{s1} \times z(F_{s1}) + F_{s2} \times z(F_{s2}) + F_{c1} \times z(F_{c1}) + F_{c2} \times z(F_{c2}) \text{ e}$$

- a carga de cedência,

$$F_y = M_y / z.$$

Para o valor experimental do esforço axial, determina-se iterativamente o valor analítico da carga de cedência.

Carga Máxima

A partir dos dados referidos, fixa-se o valor da extensão no betão, $\epsilon_c = 3,5 \times 10^{-3}$ e, para uma primeira aproximação do valor da extensão na armadura longitudinal de tracção, ϵ_{s2} , determinam-se os mesmos parâmetros referidos anteriormente.

Para o valor experimental do esforço axial, determina-se iterativamente o valor analítico da carga máxima.

No Capítulo 4, apresentam-se esses resultados, determinados com as características do modelo não reforçado, M1G1, e confrontam-se com os correspondentes valores medidos.

3.2.2 - Modelo Reforçado antes da Aplicação do Esforço Axial

Para o modelo reforçado antes da aplicação do esforço axial, admitindo comportamento monolítico da secção, os dados do problema são (Figuras 3.1 e 3.2): as dimensões da secção transversal do modelo, b e h , o valor médio da resistência à compressão do betão do modelo à data do ensaio, f_c , a área da armadura longitudinal de compressão do modelo, A_{s1} , a área da armadura longitudinal de tracção do modelo, A_{s2} , a distância entre a face comprimida do modelo e o centro geométrico da armadura longitudinal de compressão do modelo, a_{s1} , a distância entre a face traccionada do modelo e o centro geométrico da armadura longitudinal de tracção do modelo, a_{s2} , o valor médio do módulo de elasticidade do aço das armaduras do modelo, E_s , o valor médio da tensão de cedência do aço das armaduras do modelo, f_{sy} , o valor da espessura do reforço, e , o valor médio da resistência à compressão do betão do reforço à data do ensaio, f_{cr} , a área da armadura longitudinal de compressão do reforço, A_{s1r} , a área da armadura longitudinal de tracção do reforço, A_{s2r} , a distância entre a face comprimida do reforço e o centro geométrico da armadura longitudinal de compressão do reforço, a_{s1r} , a distância entre a face traccionada do reforço e o centro geométrico da armadura longitudinal de tracção do reforço, a_{s2r} , o valor médio do módulo de elasticida-

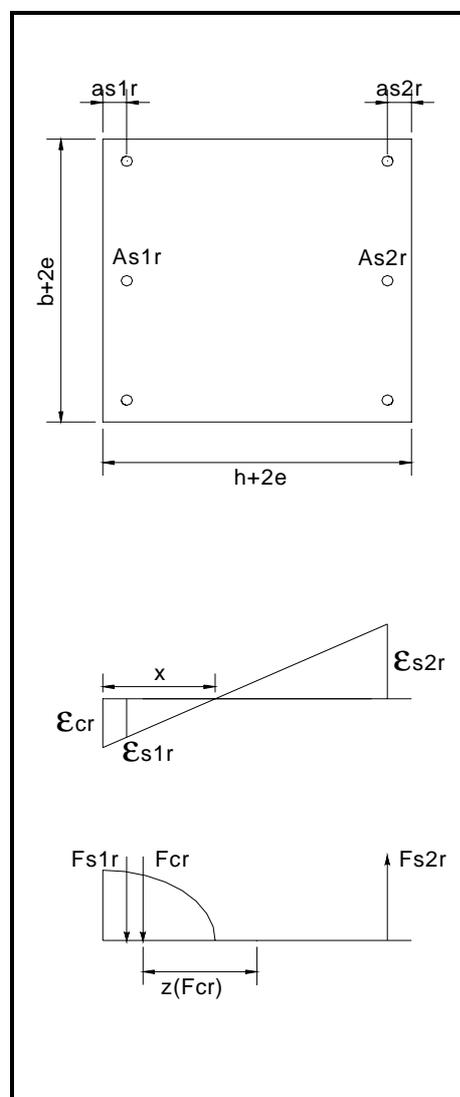


Figura 3.2 - Secção transversal do reforço e diagramas de extensões e de tensões do modelo reforçado antes da aplicação do esforço axial.

de do aço das armaduras do reforço, E_{sr} , o valor médio da tensão de cedência do aço das armaduras do reforço, f_{syr} e o valor do braço da carga horizontal, z .

Carga de Cedência

A partir dos dados referidos fixa-se a extensão na armadura longitudinal de tracção do reforço, $\varepsilon_{s2r} = f_{syr} / E_{sr}$ e, para uma primeira aproximação do valor da extensão no betão do reforço, ε_{cr} , determinam-se os seguintes parâmetros (Figuras 3.1 e 3.2):

- a posição do eixo neutro,

$$x = (h + 2 \times e - a_{s2r}) \times \varepsilon_{cr} / (\varepsilon_{cr} + \varepsilon_{s2r});$$

- a posição da fronteira da parte parabólica do diagrama de tensões no betão,

$$x_2 = \min(2 \times 10^{-3} \times x / \varepsilon_{cr}; x);$$

- a extensão na armadura longitudinal de compressão do reforço,

$$\varepsilon_{s1r} = (x - a_{s1r}) \times \varepsilon_{cr} / x;$$

- a extensão no betão do modelo,

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cr} \times (x - e) / x;$$

- a extensão na armadura longitudinal de compressão do modelo,

$$\varepsilon_{s1} = (x - e - a_{s1}) \times \varepsilon_{cr} / x;$$

- a extensão na armadura longitudinal de tracção do modelo,

$$\varepsilon_{s2} = (h - a_{s2} - x + e) \times \varepsilon_{s2r} / (h + 2 \times e - a_{s2r} - x);$$

- a resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do reforço (que pode ficar à tracção),

$$F_{s1r} = \min(\max(-f_{syr} \times A_{s1r}; E_{sr} \times \varepsilon_{s1r} \times A_{s1r}); f_{syr} \times A_{s1r});$$

- o braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do reforço,

$$z(F_{s1r}) = h/2 + e - a_{s1r};$$

- a resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do modelo (que pode ficar à tracção),

$$F_{s1} = \min(\max(-f_{sy} \times A_{s1}; E_s \times \varepsilon_{s1} \times A_{s1}); f_{sy} \times A_{s1});$$

- o braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do modelo,

$$z(F_{s1}) = h/2 - a_{s1};$$

- a resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do modelo,

$$F_{s2} = \min(E_s \times \varepsilon_{s2} \times A_{s2}; f_{sy} \times A_{s2});$$

- o braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do modelo,

$$z(F_{s2}) = h/2 - a_{s2};$$

- a resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do reforço,

$$F_{s2r} = \min(E_{sr} \times \varepsilon_{s2r} \times A_{s2r}; f_{syr} \times A_{s2r});$$

- o braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do reforço,

$$z(F_{s2r}) = h/2 + e - a_{s2r};$$

- a resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do modelo original,

$$F_{c1r} = 0, \text{ se } \varepsilon_{cr} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c1r} = f_{cr} \times (x - x_2) \times (b + 2 \times e), \text{ se } \varepsilon_{cr} > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do modelo original,

$$z(F_{c1r}) = 0, \text{ se } \varepsilon_{cr} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c1r}) = h/2 + e - (x - x_2)/2, \text{ se } \varepsilon_{cr} > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do modelo original,

$$F_{c2r} = (b + 2 \times e) \times x \times \varepsilon_{cr} \times f_{cr} \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_{cr}), \text{ se } \varepsilon_{cr} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c2r} = (b + 2 \times e) \times x_2 \times 2 \times 10^{-3} \times f_{cr} \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}), \text{ se } \varepsilon_{cr} > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante das tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do modelo original,

$$z(F_{c2r}) = h/2 + e - x + (1/3 - 250/4 \times \varepsilon_{cr}) / (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_{cr}) \times x, \text{ se } \varepsilon_{cr} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c2r}) = h/2 + e - x + (1/3 - 250/4 \times 2 \times 10^{-3}) / (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}) \times x_2, \text{ se } \varepsilon_{cr} > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$F_{c1v} = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c1v} = f_{cr} \times (x - e - x_2) \times b, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$z(F_{c1v}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c1v}) = h/2 - (x - e - x_2)/2, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$F_{c2v} = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 0;$$

$$F_{c2v} = b \times (x - e) \times \varepsilon_c \times f_{cr} \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_c), \text{ se } 0 < \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c2v} = b \times x_2 \times 2 \times 10^{-3} \times f_{cr} \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}), \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$z(F_{c2v}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 0;$$

$$z(F_{c2v}) = h/2 - (x - e) + (1/3 - 250/4 \times \varepsilon_c) / (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_c) \times (x - e), \text{ se } 0 < \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c2v}) = h/2 - (x - e) + (1/3 - 250/4 \times 2 \times 10^{-3}) / (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}) \times x_2, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do modelo,

$$F_{c1} = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c1} = f_c \times (x - e - x_2) \times b, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do modelo,

$$z(F_{c1}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c1}) = h/2 - (x - e - x_2)/2, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do modelo,

$$F_{c2} = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 0;$$

$$F_{c2} = b \times (x - e) \times \varepsilon_c \times f_c \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_c), \text{ se } 0 < \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c2} = b \times x_2 \times 2 \times 10^{-3} \times f_c \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}), \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante das tensões de compressão no betão do modelo,

$$z(F_{c2}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 0;$$

$$z(F_{c2}) = h/2 - (x - e) + (1/3 - 250/4 \times \varepsilon_c) / (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_c) \times (x - e), \text{ se } 0 < \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c2}) = h/2 - (x - e) + (1/3 - 250/4 \times 2 \times 10^{-3}) / (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}) \times x_2, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o esforço axial na secção de encastramento,

$$N = F_{s1r} + F_{s1} - F_{s2} - F_{s2r} + F_{c1r} + F_{c2r} - F_{c1v} - F_{c2v} + F_{c1} + F_{c2};$$

- o momento flector de cedência na secção de encastramento,

$$M_y = F_{s1r} \times z(F_{s1r}) + F_{s1} \times z(F_{s1}) + F_{s2} \times z(F_{s2}) + F_{s2r} \times z(F_{s2r}) + F_{c1r} \times z(F_{c1r}) + F_{c2r} \times z(F_{c2r}) \\ - F_{c1v} \times z(F_{c1v}) - F_{c2v} \times z(F_{c2v}) + F_{c1} \times z(F_{c1}) + F_{c2} \times z(F_{c2}) \text{ e}$$

- a carga de cedência,

$$F_y = M_y / z.$$

Para o valor experimental do esforço axial, determina-se iterativamente o valor analítico da carga de cedência.

Carga Máxima

A partir dos dados referidos fixa-se a extensão no betão do reforço, $\varepsilon_{cr} = 3,5 \times 10^{-3}$, e, para uma primeira aproximação do valor da extensão na armadura longitudinal de tracção do reforço, ε_{s2r} , determinam-se os mesmos parâmetros indicados anteriormente (Figuras 3.1 e 3.2).

Para o valor experimental do esforço axial, determina-se iterativamente o valor analítico da carga máxima.

No Capítulo 4, apresentam-se esses resultados, determinados com as características dos modelos reforçados, M2G1 a M6G1 e M1G3, e confrontam-se com os correspondentes valores medidos.

3.2.3 - Modelo Reforçado depois da Aplicação do Esforço Axial

Para o modelo reforçado depois da aplicação do esforço axial, admitindo comportamento monolítico da secção, os dados do problema são os mesmos do modelo reforçado antes da aplicação do esforço axial, admitindo comportamento monolítico da secção, e ainda o valor do esforço axial previamente instalado, tendo-se considerado $N = 170kN$, e para valor do módulo de elasticidade do betão do modelo, na ausência de ensaios, $E_c = 30GPa$.

A partir dos dados referidos calculou-se a extensão na secção transversal do modelo devido ao esforço axial (Figura 3.3):

$$\varepsilon^N = N / (E_s \times A_{s1} + E_c \times (b \times h - A_{s1} - A_{s2}) + E_s \times A_{s2})$$

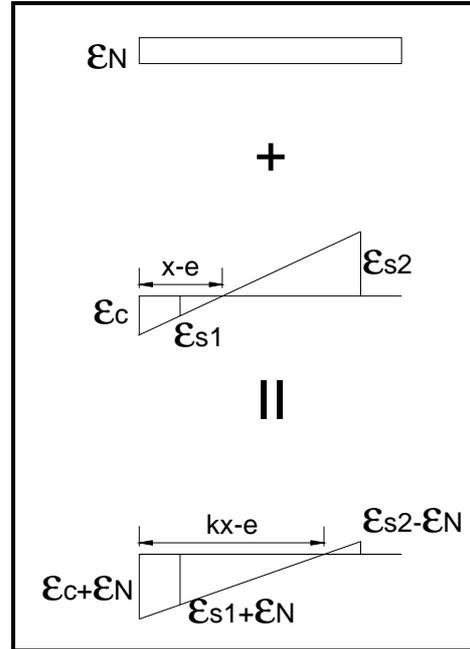


Figura 3.3 - Determinação do diagrama de extensões no pilar original do modelo reforçado depois da aplicação do esforço axial.

Carga de Cedência

Fixa-se a extensão na armadura longitudinal de tracção do reforço, $\varepsilon_{s2r} = f_{syr} / E_{sr}$ e, para uma primeira aproximação do valor da extensão no betão do reforço, ε_{cr} , determinam-se os mesmos parâmetros que no caso do modelo reforçado antes da aplicação do esforço axial admitindo comportamento monolítico da secção.

Atendendo a que, antes do ensaio, o modelo já se encontrava submetido a um estado de extensão (Figura 3.3), alguns desses parâmetros são determinados diferentemente:

- factor de correcção da posição do eixo neutro,

$$k_{en} = (\varepsilon_{cr} + \varepsilon^N) / \varepsilon_{cr};$$

- a extensão no betão do modelo,

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cr} \times (x - e) / x + \varepsilon^N;$$

- a extensão na armadura longitudinal de compressão do modelo,

$$\varepsilon_{s1} = (x - e - a_{s1}) \times \varepsilon_{cr} / x + \varepsilon^N;$$

- a extensão na armadura longitudinal de tracção do modelo,

$$\varepsilon_{s2} = (h - a_{s2} - x + e) \times \varepsilon_{s2r} / (h + 2 \times e - a_{s2r} - x) - \varepsilon^N ;$$

- a resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$F_{c1v} = 0, \text{ se } \varepsilon_c - \varepsilon^N \leq 2 \times 10^{-3} ;$$

$$F_{c1v} = f_{cr} \times (x - e - x_2) \times b, \text{ se } \varepsilon_c - \varepsilon^N > 2 \times 10^{-3} ;$$

- o braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$z(F_{c1v}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c - \varepsilon^N \leq 2 \times 10^{-3} ;$$

$$z(F_{c1v}) = h/2 - (x - e - x_2)/2, \text{ se } \varepsilon_c - \varepsilon^N > 2 \times 10^{-3} ;$$

- a resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$F_{c2v} = 0, \text{ se } \varepsilon_c - \varepsilon^N \leq 0 ;$$

$$F_{c2v} = b \times (x - e) \times (\varepsilon_c - \varepsilon^N) \times f_{cr} \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times (\varepsilon_c - \varepsilon^N)), \text{ se } 0 < \varepsilon_c - \varepsilon^N \leq 2 \times 10^{-3} ;$$

$$F_{c2v} = b \times x_2 \times 2 \times 10^{-3} \times f_{cr} \times 1000 \times (0,5 - 250 \times 2 \times 10^{-3} / 3), \text{ se } \varepsilon_c - \varepsilon^N > 2 \times 10^{-3} ;$$

- o braço da resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$z(F_{c2v}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c - \varepsilon^N \leq 0 ;$$

$$z(F_{c2v}) = h/2 - (x - e) + (1/3 - 250/4 \times (\varepsilon_c - \varepsilon^N)) / (0,5 - 250/3 \times (\varepsilon_c - \varepsilon^N)) \times (x - e),$$

$$\text{se } 0 < \varepsilon_c - \varepsilon^N \leq 2 \times 10^{-3} ;$$

$$z(F_{c2v}) = h/2 - (x - e) + (1/3 - 250/4 \times 2 \times 10^{-3}) / (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}) \times x_2,$$

$$\text{se } \varepsilon_c - \varepsilon^N > 2 \times 10^{-3} ;$$

- a resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do modelo,

$$F_{cl} = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3} ;$$

$$F_{cl} = f_c \times (k_{en} \times x - e - x_2) \times b, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3} ;$$

- o braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do modelo,

$$z(F_{c1}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c1}) = h/2 - (k_{en} \times x - e - x_2)/2, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do modelo,

$$F_{c2} = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 0;$$

$$F_{c2} = b \times (k_{en} \times x - e) \times \varepsilon_c \times f_c \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_c), \text{ se } 0 < \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c2} = b \times x_2 \times 2 \times 10^{-3} \times f_c \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}), \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante das tensões de compressão no betão do modelo,

$$z(F_{c2}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 0;$$

$$z(F_{c2}) = h/2 - (k_{en} \times x - e) + (1/3 - 250/4 \times \varepsilon_c) / (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_c) \times (k_{en} \times x - e),$$

$$\text{se } 0 < \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c2}) = h/2 - (k_{en} \times x - e) + (1/3 - 250/4 \times 2 \times 10^{-3}) / (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}) \times x_2,$$

$$\text{se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

Para o valor experimental do esforço axial, determina-se iterativamente o valor analítico da carga de cedência.

Carga Máxima

A partir dos dados referidos fixa-se a extensão no betão do reforço, $\varepsilon_{cr} = 3,5 \times 10^{-3}$, e, para uma primeira aproximação do valor da extensão na armadura longitudinal de tracção do reforço, ε_{s2r} , determinam-se os mesmos parâmetros indicados anteriormente.

Para o valor experimental do esforço axial, determina-se iterativamente o valor analítico da carga máxima.

No Capítulo 4, apresentam-se esses resultados, determinados com as características do modelo reforçado depois da aplicação do esforço axial, M1G3, e confrontam-se com os correspondentes valores medidos.

3.2.4 - Modelo com o Reforço Não Aderente

Finalmente, para o modelo reforçado, admitindo não aderência entre o reforço e o pilar original, o procedimento foi algo diferente dos anteriores.

Carga de Cedência

Partindo dos mesmos dados, fixa-se a extensão na armadura longitudinal de tracção do reforço, $\epsilon_{s2r} = f_{sy} / E_s$ e, para uma primeira aproximação do valor da extensão no betão do reforço, ϵ_{cr} , determinam-se os seguintes parâmetros (Figura 3.4):

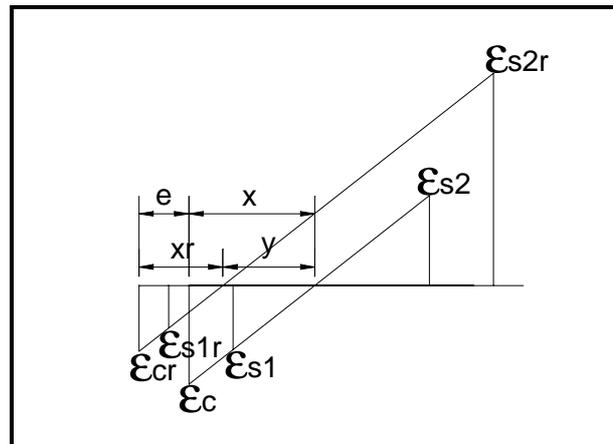


Figura 3.4 - Diagrama de extensões do modelo com o reforço não aderente.

- a posição do eixo neutro na secção do reforço,

$$x_r = (h + 2 \times e - a_{s2r}) \times \epsilon_{cr} / (\epsilon_{cr} + \epsilon_{s2r});$$

- a posição da fronteira da parte parabólica do diagrama de tensões no betão do reforço,

$$x_{2r} = \min(2 \times 10^{-3} \times x_r / \epsilon_{cr}; x_r);$$

- a extensão na armadura longitudinal de compressão do reforço,

$$\epsilon_{s1r} = (x_r - a_{s1r}) \times \epsilon_{cr} / x_r;$$

- a extensão nas fibras interiores do betão do reforço,

$$\epsilon_{cri} = \epsilon_{cr} \times (x_r - e) / x_r;$$

- a resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do reforço (que pode ficar à tracção),

$$F_{s1r} = \min(\max(-f_{syr} \times A_{s1r}; E_{sr} \times \epsilon_{s1r} \times A_{s1r}); f_{syr} \times A_{s1r});$$

- o braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do reforço,

$$z(F_{s1r}) = h/2 + e - a_{s1r};$$

- a resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do reforço,

$$F_{s2r} = \min(E_{sr} \times \varepsilon_{s2r} \times A_{s2r}; f_{syr} \times A_{s2r});$$

- o braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do reforço,

$$z(F_{s2r}) = h/2 + e - a_{s2r};$$

- a resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do modelo original,

$$F_{c1r} = 0, \text{ se } \varepsilon_{cr} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c1r} = f_{cr} \times (x_r - x_{2r}) \times (b + 2 \times e), \text{ se } \varepsilon_{cr} > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do modelo original,

$$z(F_{c1r}) = 0, \text{ se } \varepsilon_{cr} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c1r}) = h/2 + e - (x_r - x_{2r})/2, \text{ se } \varepsilon_{cr} > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do modelo original,

$$F_{c2r} = (b + 2 \times e) \times x_r \times \varepsilon_{cr} \times f_{cr} \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_{cr}), \text{ se } \varepsilon_{cr} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c2r} = (b + 2 \times e) \times x_{2r} \times 2 \times 10^{-3} \times f_{cr} \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}), \text{ se } \varepsilon_{cr} > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante das tensões de compressão no betão do reforço, incluindo a secção fictícia do modelo original,

$$z(F_{c2r}) = h/2 + e - x_r + (1/3 - 250/4 \times \varepsilon_{cr}) / (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_{cr}) \times x_r, \text{ se } \varepsilon_{cr} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c2r}) = h/2 + e - x_r + (1/3 - 250/4 \times 2 \times 10^{-3}) / (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}) \times x_{2r}, \text{ se } \varepsilon_{cr} > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$F_{c1v} = 0, \text{ se } \varepsilon_{cri} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c1v} = f_{cr} \times (x_r - e - x_{2r}) \times b, \text{ se } \varepsilon_{cri} > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$z(F_{c1v}) = 0, \text{ se } \varepsilon_{cri} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c1v}) = h/2 - (x_r - e - x_{2r})/2, \text{ se } \varepsilon_{cri} > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$F_{c2v} = 0, \text{ se } \varepsilon_{cri} \leq 0;$$

$$F_{c2v} = b \times (x_r - e) \times \varepsilon_{cri} \times f_{cr} \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_{cri}), \text{ se } 0 < \varepsilon_{cri} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c2v} = b \times x_{2r} \times 2 \times 10^{-3} \times f_{cr} \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}), \text{ se } \varepsilon_{cri} > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do reforço da secção fictícia do modelo original,

$$z(F_{c2v}) = 0, \text{ se } \varepsilon_{cri} \leq 0;$$

$$z(F_{c2v}) = h/2 - (x_r - e) + (1/3 - 250/4 \times \varepsilon_{cri}) / (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_{cri}) \times (x_r - e),$$

$$\text{se } 0 < \varepsilon_{cri} \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c2v}) = h/2 - (x_r - e) + (1/3 - 250/4 \times 2 \times 10^{-3}) / (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}) \times x_{2r},$$

$$\text{se } \varepsilon_{cri} > 2 \times 10^{-3};$$

- o esforço axial na secção de encastramento do reforço,

$$N_r = F_{s1r} - F_{s2r} + F_{c1r} + F_{c2r} - F_{c1v} - F_{c2v} \text{ e}$$

- o raio de curvatura do eixo do modelo na secção de encastramento do reforço,

$$\rho_r = x_r / \varepsilon_{cr}.$$

Não havendo aderência entre o reforço e o pilar original e estando o esforço axial aplicado neste último determina-se iterativamente o valor de ε_{cr} a que corresponde um valor nulo de N_r . Seguidamente, para uma primeira aproximação do valor da distância, y , entre os eixos neutros do reforço e do pilar original, determinam-se:

- a posição do eixo neutro do pilar original,

$$x = x_r + y - e;$$

- a extensão no betão do pilar original,

$$\varepsilon_c = x/(\rho_r + y);$$

- a extensão na armadura longitudinal de tracção do pilar original,

$$\varepsilon_{s2} = (h - a_{s2} - x)/(\rho_r + y);$$

- a posição da fronteira da parte parabólica do diagrama de tensões no betão do pilar original,

$$x_2 = \min(2 \times 10^{-3} \times x / \varepsilon_c; x);$$

- a extensão na armadura longitudinal de compressão do pilar original,

$$\varepsilon_{s1} = (x - a_{s1}) \times \varepsilon_c / x;$$

- a resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do modelo (que pode ficar à tracção),

$$F_{s1} = \min(\max(-f_{sy} \times A_{s1}; E_s \times \varepsilon_{s1} \times A_{s1}); f_{sy} \times A_{s1});$$

- o braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de compressão do modelo,

$$z(F_{s1}) = h/2 - a_{s1};$$

- a resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do modelo,

$$F_{s2} = \min(E_s \times \varepsilon_{s2} \times A_{s2}; f_{sy} \times A_{s2});$$

- o braço da resultante das tensões na armadura longitudinal de tracção do modelo,

$$z(F_{s2}) = h/2 - a_{s2};$$

- a resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do modelo,

$$F_{c1} = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c1} = f_c \times (x - x_2) \times b, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante da parte rectangular do diagrama de tensões de compressão no betão do modelo,

$$z(F_{c1}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c1}) = h/2 - (x - x_2)/2, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- a resultante da parte parabólica do diagrama de tensões de compressão no betão do modelo,

$$F_{c2} = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 0;$$

$$F_{c2} = b \times x \times \varepsilon_c \times f_c \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_c), \text{ se } 0 < \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$F_{c2} = b \times x_2 \times 2 \times 10^{-3} \times f_c \times 1000 \times (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}), \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o braço da resultante das tensões de compressão no betão do modelo,

$$z(F_{c2}) = 0, \text{ se } \varepsilon_c \leq 0;$$

$$z(F_{c2}) = h/2 - x + (1/3 - 250/4 \times \varepsilon_c) / (0,5 - 250/3 \times \varepsilon_c) \times x, \text{ se } 0 < \varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3};$$

$$z(F_{c2}) = h/2 - x + (1/3 - 250/4 \times 2 \times 10^{-3}) / (0,5 - 250/3 \times 2 \times 10^{-3}) \times x_2, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \times 10^{-3};$$

- o esforço axial na secção de encastramento,

$$N = F_{s1r} + F_{s1} - F_{s2} - F_{s2r} + F_{c1r} + F_{c2r} - F_{c1v} - F_{c2v} + F_{c1} + F_{c2};$$

- o momento flector de cedência na secção de encastramento,

$$M_y = F_{s1r} \times z(F_{s1r}) + F_{s1} \times z(F_{s1}) + F_{s2} \times z(F_{s2}) + F_{s2r} \times z(F_{s2r}) + F_{c1r} \times z(F_{c1r}) + F_{c2r} \times z(F_{c2r}) \\ - F_{c1v} \times z(F_{c1v}) - F_{c2v} \times z(F_{c2v}) + F_{c1} \times z(F_{c1}) + F_{c2} \times z(F_{c2}) \text{ e}$$

- a carga de cedência,

$$F_y = M_y / z.$$

Novamente utilizando um método iterativo, determina-se o valor de y a que corresponde o valor experimental do esforço axial, obtendo-se igualmente o valor analítico da carga de cedência.

Carga Máxima

A partir dos dados referidos fixa-se a extensão no betão do reforço, $\varepsilon_{cr} = 3,5 \times 10^{-3}$, e, para uma primeira aproximação do valor da extensão na armadura longitudinal de tracção do reforço, ε_{s2r} , determinam-se os mesmos parâmetros indicados anteriormente.

Para o valor experimental do esforço axial, determina-se iterativamente o valor analítico da carga máxima.

No Capítulo 4, apresentam-se esses resultados, determinados com as características dos modelos reforçados, M2G1 a M6G1 e M1G3, e confrontam-se com os correspondentes valores medidos.

3.3 - Planeamento dos Ensaios

3.3.1 - Geometria dos Modelos

Como o actuador que se decidiu utilizar, o DARTEC M1000/A, tem um curso de $\pm 100mm$, a hipótese mais interessante de considerar um modelo à escala real que simulasse um troço de pilar entre pisos teve de ser abandonada. Optou-se por considerar um modelo encastrado na base e com a extremidade superior livre, atendendo a que: (1) a deformada dum elemento deste tipo é anti-simétrica para cargas horizontais, (2) à situação do elemento biencastrado, para os mesmos esforços, corresponde um deslocamento horizontal relativo inferior ao da situação real de extremidades parcialmente encastradas e (3) o reforço de um pilar entre vigas, no caso de estruturas porticadas, ou de um pilar entre lajes, no caso de estruturas fungiformes, tem o deslocamento axial relativo restringido pelas extremidades. Tendo em conta (1), (2) e (3) pode-se afirmar que este modelo simula meio pilar, apresenta deslocamento horizontal relativo inferior à situação real, para o mesmo nível de carregamento, o que face aos condicionamentos em termos de equipamento é uma vantagem, e não tem qualquer restrição ao escorregamento reforço-pilar na extremidade livre o que, atendendo ao objectivo principal dos ensaios, se pode considerar uma alternativa mais desfavorável.

Tendo em conta o modelo adoptado, elemento encastrado na base e livre no topo, e a capacidade de carga do actuador, $200kN$, definiram-se as dimensões da secção transversal, $0,20 \times 0,20m^2$, e a espessura do reforço, $0,035m$. O ponto de aplicação da carga horizontal pretendia-se que fosse a $1,50m$ da base mas, mais uma vez devido aos condicionamentos do equipamento disponível, optou-se pela secção a $1,00m$ da base. A esta solução corresponde uma relação momento flector/esforço transversal unitária que, sendo inferior à relação real da generalidade dos pilares e atendendo a que os esforços de escorregamento na interface são devidos ao esforço transversal, permite afirmar tratar-se de uma situação mais desfavorável. Para não se verificarem efeitos de extremidade fixou-se a altura do modelo em $1,35m$. As dimensões da sapata do modelo foram definidas em função das dimensões da secção transversal deste e das condições do laboratório, $0,50 \times 0,50 \times 1,40m^3$.

As armaduras longitudinal e transversal do modelo original foram definidas de forma a serem representativas da maioria dos casos práticos. Adoptou-se como armadura longitudinal $3\phi 10$ por face e como armadura transversal cintas $\phi 6$ afastadas $15cm$. Adoptou-se uma armadura longitudinal de reforço igual à do modelo original, $3\phi 10$ por face, e uma armadura transversal de reforço dupla da do pilar original, cintas $\phi 6$ afastadas $7,5cm$ intercaladas com as cintas do pilar original (Figura 3.5), por estar demonstrado em trabalhos experimentais publicados ser a relação mais eficaz [Gomes 1992].

3. Abordagem Analítica, Planeamento dos Ensaio, Ensaio Teste e Preparação dos Modelos

Determinou-se o nível de esforço axial a aplicar correspondente a um valor de projecto do esforço axial reduzido do modelo original de 0,4. Adoptadas as armaduras do pilar original e do reforço determinou-se analiticamente o momento resistente da secção de encastramento admitindo comportamento monolítico. Determinado o momento resistente da secção de encastramento sobredimensionaram-se as armaduras das sapatas. As armaduras longitudinais superior e inferior da sapata são constituídas por $2\phi 16 + 2\phi 12$ e a armadura transversal por estribos $\phi 8$ afastados 10cm (Figura 3.5). Nos Quadros 3.2 apresentam-se as características da secção transversal do pilar reforçado e dos materiais adoptados (Figura 3.6).

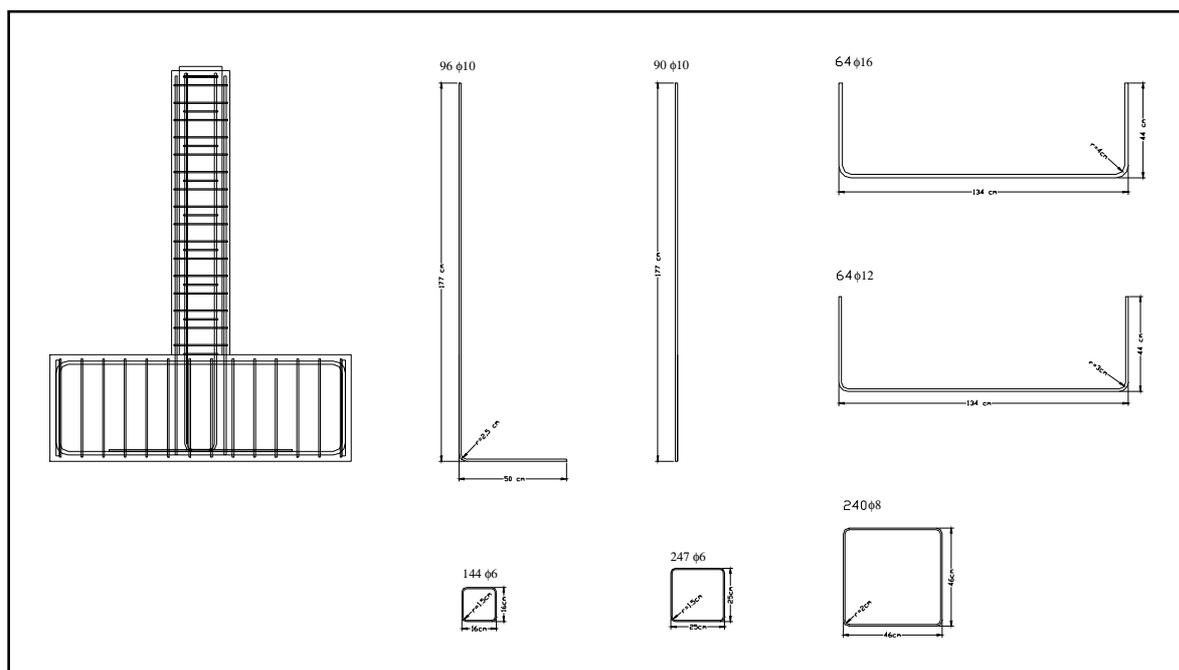


Figura 3.5 - Armaduras do pilar original, do reforço e da sapata.

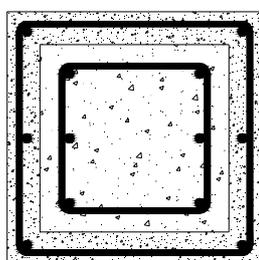


Figura 3.6 - Secção transversal do modelo reforçado.

CARACTERÍSTICAS DA SECÇÃO TRANSVERSAL	
Dimensões do modelo	0,20x0,20 m ²
Armadura longitudinal do modelo	3 φ 10 / face ($2,36 \times 10^{-4}$ m ²)
Armadura transversal do modelo	φ 6 // 0,16 m ($1,77 \times 10^{-4}$ m ² /m)
Recobrimento do modelo (à cinta)	0,02 m
Espessura do reforço	0,035 m
Armadura longitudinal do reforço	3 φ 10 / face ($2,36 \times 10^{-4}$ m ²)
Armadura transversal do reforço	φ 6 // 0,08 m ($3,53 \times 10^{-4}$ m ² /m)
Recobrimento do reforço (à cinta)	0,01 m

Quadro 3.2 (a) - Características da secção transversal.

CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	
Betão do modelo	C 20/25 Betão Liz Adémia
Betão do reforço	SIKAGROUT
Aço do modelo e do reforço	S 400

Quadro 3.2 (b) - Características dos materiais.

3.3.2 - Sistemas de Aplicação das Cargas e de Fixação

O sistema adoptado de aplicação da carga horizontal é constituído por um actuador DARTEC M1000/A, bi-rotulado, fixado numa parede de reacção numa das extremidades e fixado ao pilar na outra através de um conjunto de quatro chapas e duas células de carga ligadas por quatro parafusos pré-esforçados (Figura 3.7). A opção de bi-rotular o actuador relativamente à alternativa de o rotular simplesmente, que obrigaria a ter um furo ovalizado devido ao deslocamento vertical originado pela rotação da secção, tem a vantagem de eliminar a introdução de esforço transversal e momento flector no êmbolo, para cargas cíclicas, facto que poderia danificá-lo. Em relação à solução de utilizar uma biela entre o actuador e o modelo apresenta as vantagens de reduzir a inclinação da força aplicada em relação à horizontal e de não provocar flexão no actuador.

Para aplicação da carga axial, optou-se por um sistema constituído por dois elementos metálicos tubulares, formados por soldadura de dois perfis UNP 200, ligados por dois cabos de pré-esforço e reforçados com chapas de aço nas zonas de ancoragem destes (Figura 3.7). Um dos elementos encosta à face inferior da sapata do modelo quando o outro é afastado por um macaco hidráulico ENERPAC 20 TNF, em que se apoia. O macaco hidráulico apoia-se numa célula de carga, que indica o valor do esforço axial instalado, centrada no topo do modelo. Os cabos de pré-esforço passam por uma guia junto à base do modelo de forma a que a carga seja centrada mesmo para grandes rotações da secção de topo do modelo. O valor da carga axial manteve-se constante em todos os ensaios e igual a $170 \pm 10 \text{ kN}$.

O sistema de fixação do modelo é constituído por dois elementos metálicos tubulares, formados por soldadura de dois perfis UNP 200, reforçados com chapas, fixados à laje do laboratório por meio de quatro varões DYWIDAG pré-esforçados de forma a que o deslizamento e a rotação da base do modelo fossem nulos (Figura 3.7).

Com base na estimativa da carga horizontal última sobredimensionaram-se, utilizando o EC 3 [EuroCode 3-1992], todos os elementos metálicos dos sistemas de fixação do modelo, de aplicação das cargas horizontal e vertical e as componentes das rótulas do actuador. Projectou-se ainda uma estrutura para suporte de transdutores de deslocamentos e simultaneamente para guia dos cabos de pré-esforço.

Na Figura 3.7 está representada a instalação do ensaio: modelo, sistema de fixação, sistema de aplicação da carga horizontal, sistema de aplicação da carga axial, estrutura de suporte e guia, laje do laboratório e parede de reacção.

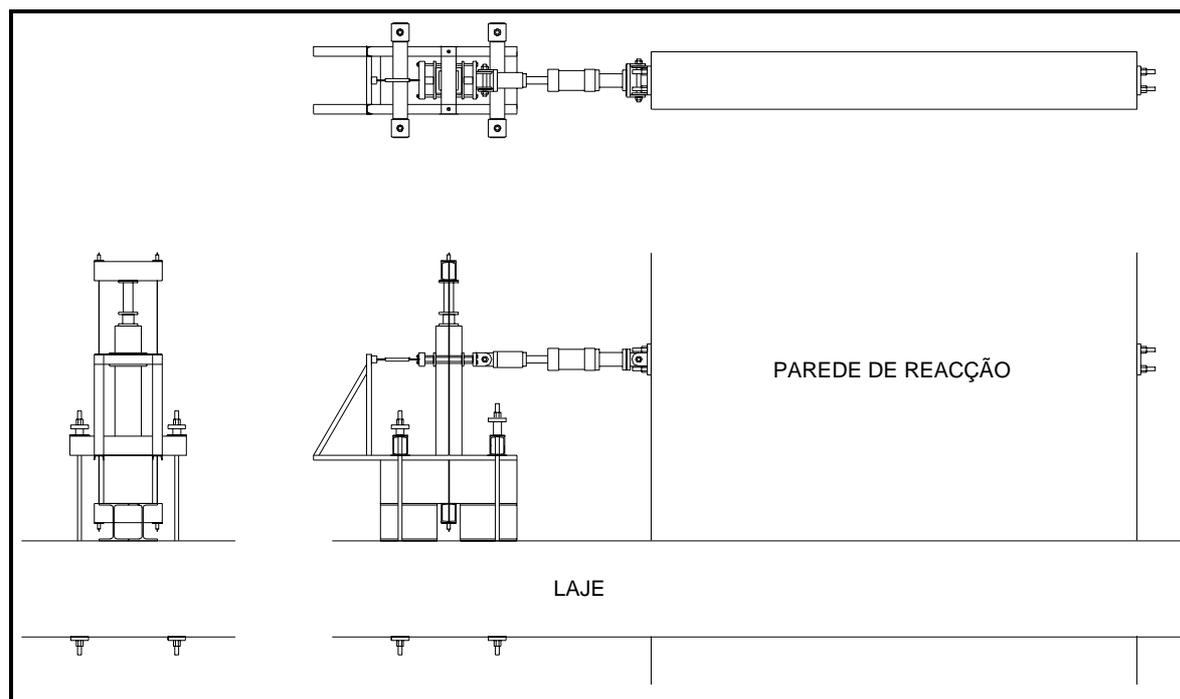


Figura 3.7 - Instalação do ensaio.

3.3.3 - Sistemas de Leitura e Aquisição de Dados

O sistema de leitura do pré-esforço aplicado aos varões DYWIDAG de fixação do modelo é constituído por quatro células de carga: duas NOVATECH F202CF00K0 e duas NOVATECH F204DF00K0, elementos D, E, F e G da Figura 3.8.

A medição da carga horizontal aplicada foi realizada por meio de duas células de carga TML CLC-20A, elementos B e C na Figura 3.8, sendo o valor da mesma obtido através da diferença entre a leitura realizada na célula B e a leitura efectuada na célula C, considerando "zero" o valor lido nas células depois de aplicado o pré-esforço nos quatro parafusos M 20 do sistema de fixação do actuador ao modelo.

A carga axial instalada foi controlada por intermédio de uma célula de carga TML CLC-20A ou NOVATECH F203CF00K0, elemento A da Figura 3.8.

O deslocamento horizontal da secção do modelo de aplicação da carga horizontal foi medido através de um transdutor de deslocamentos TML SDP-200R, elemento H da Figura 3.8.

Os varões da armadura longitudinal do modelo e do reforço foram instrumentadas na secção junto à base assim como as cintas do modelo e do reforço numa secção próxima da base com extensómetros TML FLK-6-11 (Figura 3.8).

Na Figura 3.8 estão representadas a numeração e a localização adoptadas dos extensómetros TML FLK-6-11. Os extensómetros 1 e 2 foram colados junto à base, em pontos diametralmente opostos e pertencentes ao plano de flexão, do varão do meio da face comprimida do modelo

original (relativamente aos ensaios monotónicos). Os extensómetros 3 e 4 foram colados em pontos simétricos dos anteriores. Os extensómetros 5 e 6 foram colados a meio de cada um dos ramos paralelos ao plano de flexão da cinta do modelo original a 0,15m da base para diminuir o efeito de confinamento da sapata. Os extensómetros 7 e 8 foram colados junto à base, em pontos diametralmente opostos e pertencentes ao plano de flexão, do varão do meio da face comprimida do reforço (relativamente aos ensaios monotónicos). Os extensómetros 9 e 10 foram colados em pontos simétricos dos anteriores. Os extensómetros 11 e 12 foram colados a meio de cada um dos ramos paralelos ao plano de flexão da cinta do reforço imediatamente abaixo da cinta instrumentada do modelo original para diminuir o efeito de confinamento da sapata.

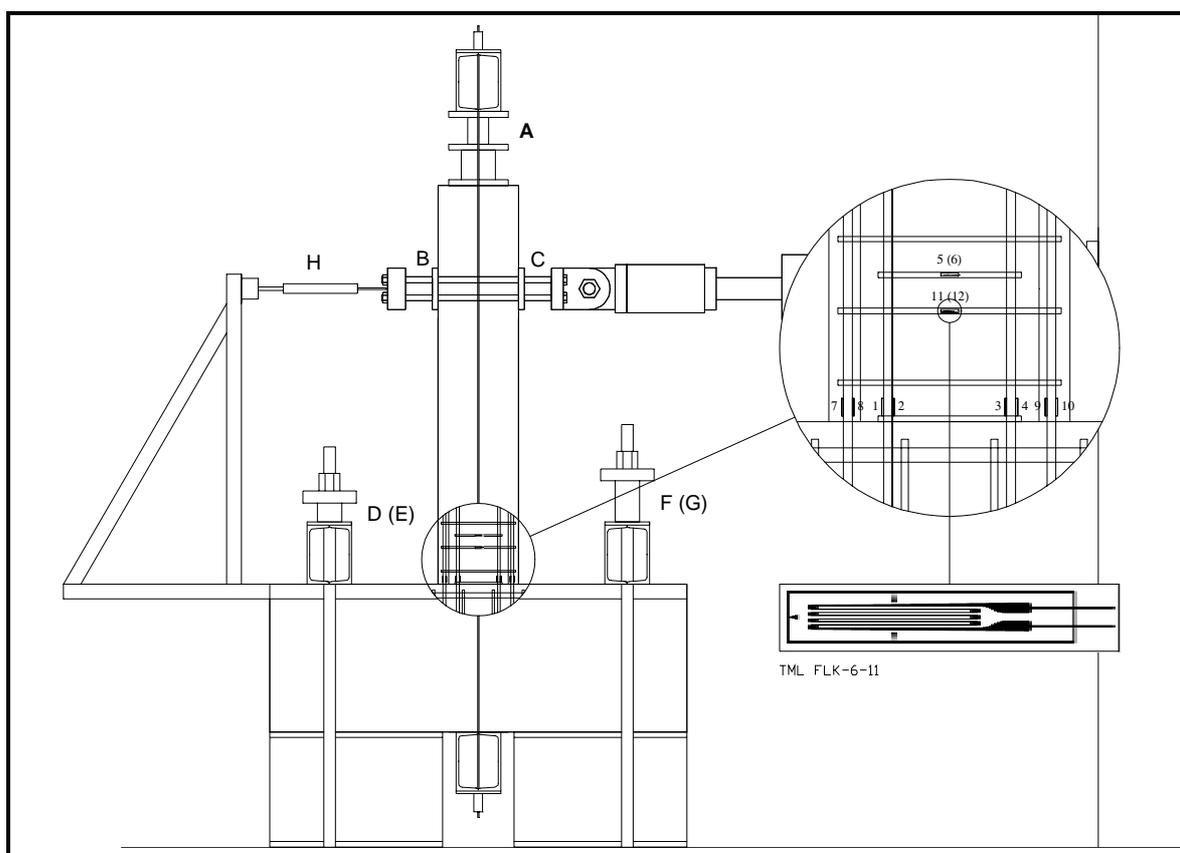


Figura 3.8 - Células de carga, transdutor de deslocamentos e localização dos extensómetros TML FLK-6-11.

O sistema de aquisição de dados utilizado foi inicialmente um *datalogger* TML TDS-601 tendo sido substituído, posteriormente, pelo entretanto adquirido *datalogger* TML TDS-602.

3.3.4 - Definição dos Ensaio

Nos ensaios da Fase 1, abordados no Capítulo 2, verificaram-se diferenças de resistência em provetes fabricados em datas diferentes, apesar de se ter utilizado exactamente a mesma composição de betão. Considerou-se, como causa provável do ocorrido, o facto de não terem sido curados nas mesmas condições de temperatura e humidade relativa. Por esta razão, optou-se por fabricar todos os modelos da Fase 2 no mesmo dia e com o mesmo betão, C 20/25.

O aço das armaduras, A 400 NR, foi também encomendado na mesma altura e ao mesmo fornecedor. O tempo entre a betonagem do modelo original e a betonagem do primeiro reforço realizado foi fixado em 84 dias, à semelhança do que tinha sido adoptado nos ensaios descritos no Capítulo 2. O tempo entre a betonagem do reforço e o ensaio do modelo foi fixado em 28 dias, mais uma vez tal como nos ensaios descritos no Capítulo 2.

O número de modelos a considerar e as suas características foram definidos também em face dos resultados dos ensaios descritos no Capítulo 2. Tendo em consideração os resultados dos ensaios referidos em 2.1, decidiu-se adoptar como tratamento da superfície da interface a técnica do jacto de areia. Como consequência dos resultados dos ensaios descritos em 2.2, optou-se por não utilizar resinas epóxicas. Face aos resultados obtidos com os ensaios apresentados em 2.4, julgou-se importante considerar um modelo com conectores perpendicularmente à superfície da interface para investigar o seu comportamento cíclico, tendo-se optado pelo Hilti HIT-HY 150 para os ancorar. Perante os bons resultados obtidos com os ensaios referidos em 2.3 e por razões pragmáticas que, atendendo à espessura do reforço, apontavam para a necessidade de utilizar um betão de reforço auto nivelado com um diâmetro máximo dos agregados reduzido, decidiu-se utilizar uma argamassa comercial pré-preparada, o SikaGrout. Determinou-se também a consideração de um modelo não reforçado, um modelo com o reforço não aderente e um modelo monolítico, ou seja, pilar e reforço realizados simultaneamente, para servirem, respectivamente, de referência, limite inferior e limite superior. Considerou-se também útil realizar um modelo reforçado sem qualquer tipo de tratamento da interface.

Em resumo, definiram-se seis modelos:

NR - não reforçado;

NA - com o reforço não aderente;

MON - monolítico;

ST - reforçado sem tratamento da interface;

JA - reforçado com a interface tratada com jacto de areia e

JAC - reforçado com a interface tratada com jacto de areia e com conectores.

Como se pretendia realizar um estudo completo do comportamento destes modelos, i. e., analisar o comportamento estático e o comportamento dinâmico, decidiu-se fabricar, para cada tipo definido, dois modelos. O primeiro conjunto de seis modelos designou-se por Grupo 1 (Quadro 3.3) e destinou-se à realização de ensaios lentos monotónicos, habitualmente designados por ensaios estáticos. O segundo conjunto de seis modelos designou-se por Grupo 2 (Quadro 3.3). Na impossibilidade, mais uma vez por razões logísticas, de realizar ensaios dinâmicos optou-se pela realização de ensaios lentos cíclicos.

Tendo em conta o objectivo principal dos ensaios, decidiu-se considerar dois modelos adicionais, com a finalidade primeira de comparar o comportamento de um pilar reforçado por encamisamento de betão armado com o de um pilar reforçado em apenas duas faces. No caso de serem correlacionáveis, a vantagem de ensaiar modelos reforçados apenas em duas faces é significativa, uma vez que é observável a interface em toda a sua altura. O conjunto destes dois modelos designou-se por Grupo 0 (Quadro 3.3). Estes ensaios tiveram, como segundo objectivo, testar toda a instalação, sistemas de aplicação de cargas, equipamento de leitura, sistema de fixação do modelo e o próprio comportamento dos modelos. Tratando-se de ensaios teste, optou-se por não respeitar os parâmetros fixos nesses modelos como, por exemplo, a diferença de idades entre o betão do pilar original e o betão do reforço.

Para simplificar os ensaios, optou-se por aplicar a carga vertical no momento do ensaio, ou seja, posteriormente à realização da operação de reforço. No entanto, esta situação dificilmente corresponderá aquilo que se verifica numa situação prática. Normalmente, quando se efectua o reforço de pilares de uma estrutura porticada de betão armado, estes já têm instalado o valor de serviço do esforço axial. Julgou-se pois importante, analisar também a influência deste parâmetro tendo-se definido o Grupo 3 (Quadro 3.3), constituído por dois modelos idênticos, com a superfície da interface tratada com jacto de areia, um a ser sujeito a um ensaio lento monotónico e outro a um ensaio lento cíclico.

Descrição	Modelos a Ensaiar					
Grupo 0	M1G0 (M.E.D.ST)	M2G0 (M.2F.D.ST)				
Grupo 1	M1G1 (M.R.D.NR)	M2G1 (M.R.D.NA)	M3G1 (M.R.D.MON)	M4G1 (M.R.D.ST)	M5G1 (M.R.D.JA)	M6G1 (M.R.D.JAC)
Grupo 2	M1G2 (C.R.D.NR)	M2G2 (C.R.D.NA)	M3G2 (C.R.D.MON)	M4G2 (C.R.D.ST)	M5G2 (C.R.D.JA)	M6G2 (C.R.D.JAC)
Grupo 3	M1G3 (M.R.A.JA)	M2G3 (C.R.A.JA)				

Quadro 3.3 - Características dos modelos da Fase II Grupos 0 a 3

Legenda	Modelo E.R.A.I
E - Tipo de ensaio: M - monotónico; C - cíclico.	
R - Tipo de reforço (a definir): E - encamisado; 2F - reforçado em duas faces.	
A - Aplicação do esforço axial: A - antes de executar o reforço; D - na altura do ensaio.	
I - Tipo de interface: NR - modelo não reforçado (referência); NA - modelo com reforço não aderente (referência); MON - modelo monolítico (referência); ST - modelo reforçado sem tratamento da superfície da interface; JA - modelo reforçado com a superfície da interface preparada com jacto de areia; JAC - modelo reforçado com a superfície da interface preparada com jacto de areia e com aplicação de conectores;	

3.3.5 - Execução dos Modelos

Depois de definidos os modelos a ensaiar e realizados os cálculos e desenhos de pormenor dos componentes dos sistemas de aplicação de cargas, sistemas de fixação, sistemas de leitura e aquisição de dados, passou-se à fase de inventariação dos materiais e equipamentos necessários. Grande parte existia no LEME, outros tiveram de ser encomendados.

O número de operações envolvidas na preparação dos modelos e realização dos ensaios era considerável, pelo que se decidiu conceber um gráfico GANTT para limitar os eventuais atrasos à inevitável ocorrência de imprevistos. A primeira das operações consistiu na montagem das cofragens das sapatas e dos pilares do modelo original e do modelo monolítico, do reforço em duas faces e do reforço por encamisamento.

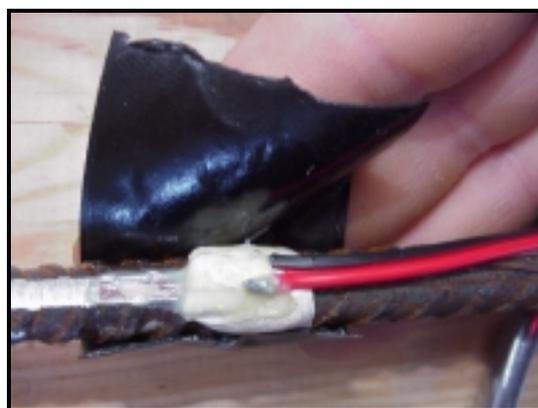
Na mesma altura iniciou-se a colagem dos extensómetros resistivos TML FLK-6-11 nos varões longitudinais centrais e nas cintas inferiores dos modelos e dos reforços. A superfície dos varões foi primeiramente alisada com uma lixa, desengordurada e os extensómetros foram colados com TML Adhesive Type CN (Fotografia 3.1a). Posteriormente foi aplicado TML SB Tape para isolar do varão os fios dos extensómetros aos quais foram soldados os fios eléctricos (Fotografia 3.1b). De seguida protegeu-se o conjunto da humidade com TML Coating Material Type N-1 e finalmente aplicou-se TML VM Tape para proteger de impactos durante a betonagem (Fotografia 3.1c).



Fotografias 3.1 (a) - Extensómetro TML FLK-6-11.



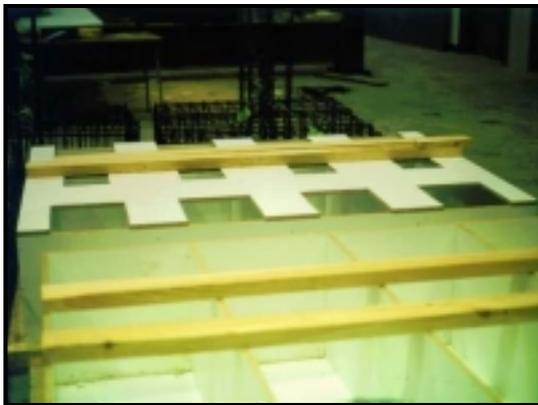
Fotografias 3.1 (b) - Soldadura dos fios eléctricos.



Fotografias 3.1 (c) - Protecção com TML VM Tape.

A decorrer em simultâneo, com as duas operações descritas anteriormente, procedeu-se à montagem parcial das armaduras das sapatas e dos modelos. As armaduras dos pilares eram montadas à excepção dos varões centrais de cada lado e as cintas das sapatas eram montadas só de um lado. À medida que os varões eram instrumentados era completada a montagem das armaduras dos pilares, as quais eram introduzidas nas armaduras parcialmente montadas das sapatas que podiam então ser finalizadas.

Concluídas as operações de montagem das cofragens (Fotografia 3.2a) e de montagem das armaduras (Fotografia 3.2b), introduziram-se as armaduras dos dezasseis modelos nas cofragens das sapatas (Fotografia 3.2c) e aplicaram-se as cofragens dos pilares (Fotografia 3.2d).



Fotografia 3.2 (a) - Cofragem das sapatas.



Fotografia 3.2 (b) Montagem das armaduras.



Fotografia 3.2 (c) - Introdução das armaduras nas cofragens das sapatas.



Fotografia 3.2 (d) - Aplicação das cofragens dos pilares.

Estavam terminados os preparativos necessários à betonagem dos dezasseis modelos que se realizou no dia 17 de Janeiro de 2000 às 9:00 da manhã com betão C 20/25 fabricado na central da Adémia da Betão Liz. Iniciou-se o enchimento das sapatas através das janelas previstas para o efeito (Fotografia 3.3a), que foram fechadas de seguida (Fotografia 3.3b), procedendo-se então ao enchimento dos pilares (Fotografia 3.3c). Passados oito dias deu-se início à operação de descofragem dos modelos.



Fotografia 3.3 (a) - Betonagem das sapatas.



Fotografia 3.3 (b) - Isolamento das janelas das sapatas.



Fotografia 3.3 (c) - Betonagem dos pilares.

Seguiu-se a preparação dos dois modelos do Grupo 0, para realização dos ensaios teste, com os quais se tencionava decidir relativamente ao tipo de reforço a utilizar nos modelos dos restantes Grupos, em duas faces ou encamisamento total, para além de se pretender verificar se seria necessário proceder a alterações em alguma das partes da instalação projectada.

Deu-se início à realização de furos nas sapatas dos dois modelos não instrumentados (Fotografia 3.4a). As dimensões dos furos foram definidas com base nas indicações do fabricante do produto de ancoragem dos varões adoptado, Hilti HIT-HY 150. Para varões de diâmetro 10mm a HILTI aconselha um diâmetro de furo de 12mm e um embebiamento de 93mm .

Atendendo a que o estudo da distribuição de tensões ao longo do comprimento de amarração de varões ancorados com resina epóxida não era um objectivo destes ensaios, e podendo uma ancoragem deficiente dos varões da armadura longitudinal de reforço comprometer seriamente os resultados dos mesmos, adoptaram-se as seguintes dimensões: 12mm de diâmetro e 250mm de embebiamento.

As operações seguintes, limpeza dos furos (Fotografia 3.4b), aplicação do produto de ancoragem adoptado (Fotografia 3.4c), Hilti HIT-HY 150, e ancoragem dos varões da armadura longitudinal de reforço (Fotografia 3.4d) foram realizadas por elementos da HILTI com equipamento da HILTI.

A tarefa seguinte foi a montagem das cintas do reforço (Fotografia 3.4e), terminada a qual se procedeu à preparação da cofragem de reforço (Fotografia 3.4f).



Fotografia 3.4 (a) - Execução dos furos na sapata; Fotografia 3.4 (b) - Limpeza dos furos da sapata.



Fotografia 3.4 (c) - Aplicação de Hilti HIT-HY 150; Fotografia 3.4 (d) - Ancoragem dos varões.



Fotografia 3.4 (e) - Montagem das cintas do reforço.



Fotografias 3.4 (f) - Preparação da cofragem de reforço.

A betonagem do reforço do modelo M1G0 realizou-se no dia 14 de Fevereiro de 2000 e a betonagem do reforço do modelo M2G0 realizou-se no dia 22 de Fevereiro de 2000. Como já foi referido, adoptou-se como betão de reforço uma argamassa comercial pré-preparada, o SikaGrout, tendo-se utilizado a quantidade mínima de água indicada pelo fabricante, 3,6l por cada saco de 30kg. A argamassa foi preparada numa misturadora de eixo vertical (Fotografia 3.5a).

3. Abordagem Analítica, Planeamento dos Ensaios, Ensaios Teste e Preparação dos Modelos

Devido à reduzida espessura do reforço, procedeu-se à betonagem do mesmo por troços. Depois de encher o troço inferior (Fotografia 3.5b), compactou-se ligeiramente a argamassa com o auxílio de um martelo de borracha (Fotografia 3.5c). Montou-se a cofragem do terço intermédio e repetiram-se as operações anteriores (Fotografia 3.5d). Da mesma forma se procedeu com o terço superior (Fotografia 3.5e). Passados 8 dias descofrou-se o modelo (Fotografia 3.5f).



Fotografia 3.5 (a) - Misturadora de eixo vertical, sacos de SikaGrout e água.



Fotografia 3.5 (b) - Betonagem do terço inferior do reforço.



Fotografia 3.5 (c) - Ligeira compactação do betão do reforço.



Fotografia 3.5 (d) - Betonagem do terço intermédio do reforço.



Fotografia 3.5 (e) - Betonagem do terço superior do reforço.



Fotografia 3.5 (f) - Modelo MIG0 descofrado.

3.4 - Ensaio Teste e Preparação dos Modelos

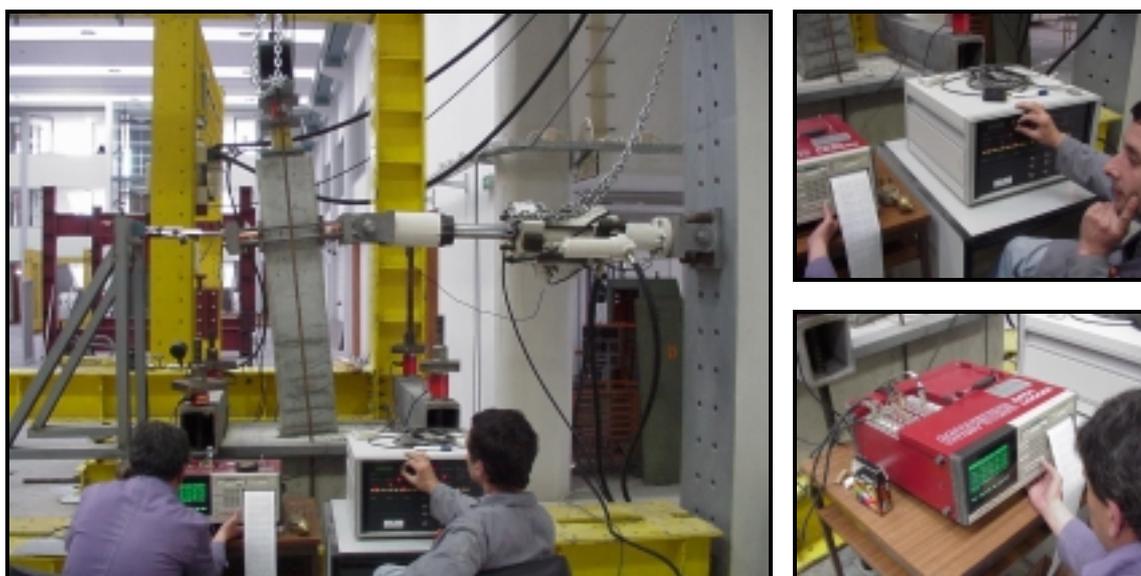
3.4.1 - Realização dos Ensaio Teste

No dia 21 de Fevereiro de 2000, iniciou-se a montagem da instalação do ensaio lento monotónico do modelo M1G0. Uma das dificuldades surgidas, prendeu-se com o desnivelamento do chão do laboratório do L.E.M.E., o que obrigou a alterar o sistema projectado de fixação do modelo. Em vez do apoio do modelo ser realizado com os quatro perfis metálicos HE 400 A, conforme previsto, optou-se por colocar, frente à parede de reacção, uma viga metálica a qual foi mais facilmente nivelada.

No dia 28 de Fevereiro de 2000 procedeu-se ao ensaio. O ensaio foi interrompido ao fim de algum tempo por deficiência do sistema de refrigeração do grupo hidráulico do actuador. Procedeu-se de imediato à montagem da torre de refrigeração, anteriormente encomendada e recentemente entregue nas instalações do LEME, tendo podido o ensaio ser reiniciado logo no dia seguinte, 29 de Fevereiro de 2000 (Fotografia 3.6a).

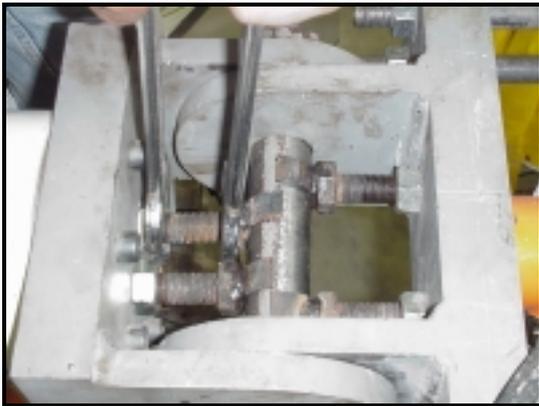
O ensaio foi realizado lentamente, com controlo manual do DARTEC M1000/A (Fotografia 3.6b), e as leituras dos dados foram efectuadas, também manualmente, através de um TML datalogger TDS 601 (Fotografia 3.6c).

Depois de concluído o ensaio, deixou-se ainda durante algumas horas o actuador em carga para testar a eficiência da torre de refrigeração do grupo hidráulico, fundamental sobretudo para o êxito dos ensaios lentos cíclicos, tendo sido o resultado totalmente satisfatório.



Fotografias 3.6 - (a) Ensaio lento monotónico do modelo M1G0; (b) Controlador do DARTEC M1000/A; (c) Sistema de aquisição de dados TML datalogger TDS 601.

Observou-se uma disparidade entre o valor lido no transdutor de deslocamentos solidário com a base do modelo e o valor indicado no controlador do actuador. Atribuiu-se esse facto a folgas nas rótulas do actuador e à substituição, acima referida, dos perfis HE 400 A pela viga metálica, tendo-se procedido de imediato à instalação de parafusos pré-esforçados de ambos os lados de cada um dos eixos das rótulas com o objectivo de anular as referidas folgas (Fotografias 3.2a e 3.2b) e ao travamento das extremidades da viga.



Fotografias 3.7 - (a) Montagem dos parafusos anuladores da folga do eixo da rótula do actuador do lado do modelo; (b) Pormenor da rótula do actuador do lado do modelo.

A fissuração do modelo iniciou-se junto à secção de encastramento tendo-se propagado a secções acima desta (Fotografia 3.8a). Com o aumento da deformação do pilar verificou-se uma tendência inversa de fechamento das fissuras, tendo-se começado a suspeitar haver escorregamento dos varões traccionados da armadura longitudinal de reforço. Para um deslocamento horizontal considerável da secção do modelo de aplicação da carga horizontal, tornou-se evidente esse escorregamento (Fotografia 3.8b) principalmente ao constatar ter ocorrido rotura dos varões traccionados da armadura longitudinal do modelo original (Fotografia 3.8c).

Relativamente à face comprimida do modelo apenas se observou um ligeiro esmagamento junto à secção de encastramento (Fotografia 3.8d).



Fotografia 3.8 (a) - Fissuração da face traccionada.



Fotografia 3.8 (b) - Escorregamento dos varões traccionados da armadura longitudinal de reforço.



Fotografia 3.8 (c) - Ruptura dos varões traccionados da armadura longitudinal do modelo original.

Quanto ao eventual escorregamento do reforço em relação ao modelo original não se detectou qualquer indício (Fotografia 3.8e). Levantou-se a hipótese desse facto se dever ao confinamento da secção de aplicação da carga horizontal conferido pelo sistema de aplicação da mesma, mais precisamente, ser provocado pelo pré-esforço instalado nos quatro parafusos M 20. Essa hipótese explicativa foi aceite quando se realizou o ensaio do modelo M2G0.



Fotografia 3.8 (d) - Ligeiro esmagamento do betão da face comprimida.



Fotografia 3.8 (e) - Ausência de escorregamento entre o modelo e o reforço.

Verificou-se que a carga horizontal máxima atingida foi da ordem dos $80kN$, tendo coincidido praticamente com a interrupção do ensaio do dia 28 de Fevereiro de 2000 ocorrida pelas razões já referidas (Gráfico 3.1a). A partir desse valor observa-se uma clara diminuição de resistência com o aumento do deslocamento horizontal da secção de aplicação da carga horizontal, provavelmente devido ao escorregamento constatado dos varões traccionados da armadura longitudinal de reforço. O ensaio foi dado como terminado logo após a ocorrência da ruptura dos varões traccionados da armadura longitudinal do modelo original à qual corresponde a perda súbita de resistência observável no Gráfico 3.1a.

Em relação à variação do valor do esforço axial, registou-se um aumento bastante significativo com o deslocamento horizontal da secção de aplicação da carga horizontal. Esse valor foi sucessivamente corrigido durante o ensaio através da bomba manual à qual estava ligado o macaco

hidráulico utilizado para a aplicação da carga axial (Gráfico 3.1b). A guia dos cabos de pré-esforço do sistema de aplicação da carga axial, revelou-se eficaz tendo mantido a linha de acção da referida força coincidente com o eixo do modelo, como se pode observar na Fotografia 3.6a.

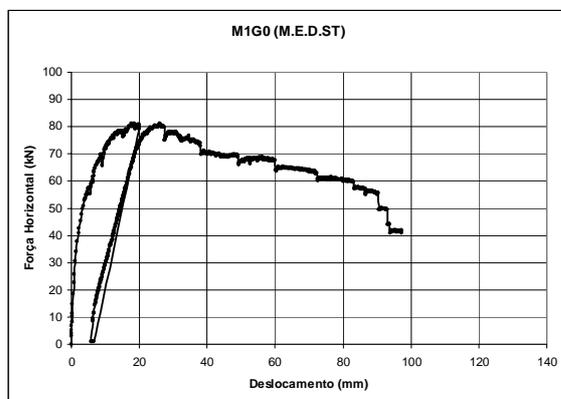


Gráfico 3.1 (a) - Força horizontal *versus* deslocamento.

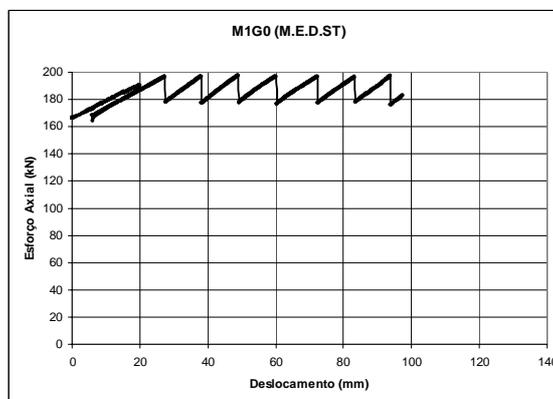


Gráfico 3.1 (b) - Esforço axial *versus* deslocamento.

Em síntese, face aos resultados do ensaio do modelo M1G0, decidiu-se **alterar o sistema de fixação dos modelos, modificar o sistema de refrigeração** do grupo hidráulico do actuador, **analisar o processo de ancoragem dos varões** da armadura longitudinal do reforço e **rever o sistema de aplicação da carga horizontal**.

No dia 5 de Abril de 2000 procedeu-se ao ensaio lento monotónico do modelo M2G0 (Fotografia 3.9). Inicialmente, a fissuração surgiu distribuída no terço inferior da face traccionada do modelo (Fotografia 3.10a) tendo-se notado, com o aumento de deslocamento horizontal da secção de aplicação da força horizontal, uma propagação das fendas existentes e o aparecimento de novas fendas (Fotografia 3.10b).



Fotografia 3.9 - Ensaio lento monotónico do modelo M2G0.

Em relação à face comprimida do modelo, detectou-se um ligeiro esmagamento do betão junto à secção de encastramento (Fotografia 3.10c), acabando por se dar um destacamento total com a encurvadura súbita dos varões comprimidos da armadura longitudinal de reforço, localizada numa secção poucos centímetros acima da secção de encastramento (Fotografia 3.10d e 3.10e).

Quanto ao descolamento do reforço, observou-se numa fase bastante incipiente do ensaio. De referir que, antes de iniciado o ensaio, eram já visíveis fissuras na interface provocadas possivelmente pela retracção do betão do reforço. Essas fissuras propagaram-se rapidamente ao longo de toda a interface à excepção das secções na vizinhança da secção de aplicação da força horizontal (Fotografia 3.10f). Confirmou-se assim a hipótese, levantada na sequência do ensaio do modelo M1G0, de que o confinamento dessas secções, conferido pelo sistema de aplicação da carga horizontal, poderia estar a impedir o escorregamento do reforço, falseando os resultados e desvirtuando o objectivo primeiro dos ensaios.



Fotografia 3.10 (a) - Fissuração na face traccionada do modelo.



Fotografia 3.10 (b) - Propagação das fissuras existentes e surgimento de novas fissuras.



Fotografia 3.10 (c) - Ligeiro destacamento do betão na face comprimida junto ao encastramento.



Fotografia 3.10 (d) - Destacamento total com a encurvadura dos varões comprimidos da armadura do reforço.

Também neste ensaio se detectou escorregamento dos varões traccionados da armadura longitudinal do reforço. Terminado o ensaio e removido o betão destacado, tornou-se visível o estiramento dos varões traccionados da armadura longitudinal do modelo original e a clara

conservação de secção dos varões traccionados da armadura longitudinal do reforço, iniciando um óbvio escorregamento dos últimos (Fotografia 3.10g).

A carga horizontal máxima atingida foi da ordem dos $80kN$ (Gráfico 3.2a) sendo a forma do gráfico totalmente diferente da forma do gráfico do ensaio do modelo M1G0 (M.E.D.ST). Provavelmente esse valor não tem qualquer significado atendendo principalmente aos dois factos já referidos.

No Gráfico 3.2a é notória uma perda súbita de resistência coincidente com a encurvadura dos varões comprimidos da armadura longitudinal do reforço.

O valor do esforço axial foi sucessivamente corrigido durante o ensaio (Gráfico 3.2b), através da bomba manual à qual estava ligado o macaco hidráulico utilizado para a aplicação da carga axial, tendo-se procurado mantê-lo entre $160kN$ e $180kN$.



Fotografia 3.10 (e) - Encurvadura dos varões comprimidos da armadura longitudinal de reforço.



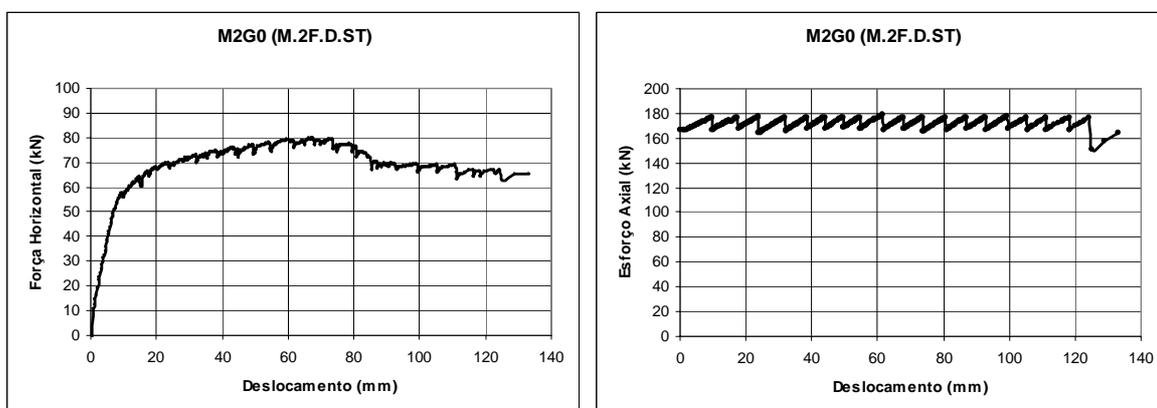
Fotografia 3.10 (f) - Ausência de fissuração na vizinhança da secção de aplicação da carga horizontal.



Fotografia 3.10 (g) - Escorregamento dos varões traccionados da armadura longitudinal do reforço e estiramento dos varões traccionados da armadura longitudinal do modelo.

Em síntese, os resultados do ensaio do modelo M2G0, **confirmaram a ocorrência de escorregamento dos varões** da armadura longitudinal do reforço e de **exagerado confinamento da secção de aplicação da força horizontal** e demonstraram a **inviabilidade dos pilares serem reforçados em duas faces**. Ficou assim demonstrada a necessidade de analisar o processo de

ancoragem dos varões, de rever o sistema de aplicação da carga horizontal e decidido o tipo de reforço a executar nos modelos dos restantes grupos.



Gráficos 3.2 - (a) Força horizontal *versus* deslocamento; (b) Esforço axial *versus* deslocamento.

3.4.2 - Decisões e Alterações ao Projecto Inicial

O objectivo principal dos ensaios dos modelos M1G0 e M2G0 era decidir relativamente ao tipo de reforço a adoptar para os modelos dos Grupos 1, 2 e 3. Em face do descolamento prematuro do reforço do modelo M2G0 recebeu-se que, optando pelo reforço em duas faces, os resultados dos ensaios fossem inconclusivos. Além disso, esta hipótese só se colocou como viável se se verificasse uma correlação evidente entre o comportamento do modelo M1G0 e o comportamento do modelo M2G0, o que não foi de todo o caso. **Optou-se portanto pelo encamisamento de betão armado.**

O segundo objectivo dos ensaios do Grupo 0 era testar toda a instalação, sistemas de aplicação de cargas, equipamento de leitura, sistema de fixação do modelo e o próprio comportamento dos modelos e verificar se seriam necessárias algumas alterações ao projecto inicial. De facto, face aos resultados dos ensaios, várias alterações surgiram como convenientes.

Em relação ao **sistema de fixação do modelo**, foi referido que um problema imprevisto, o desnivelamento do chão do laboratório, aparentemente de fácil resolução e sem implicações de maior, revelou-se complicado pelo atrás exposto, tendo sido decididas as alterações anteriormente descritas.

Relativamente ao **sistema de aplicação da carga horizontal**, a primeira das alterações necessárias constatou-se com a falha do sistema de refrigeração do grupo hidráulico do actuador, no início do ensaio do modelo M1G0. Com a montagem da torre de refrigeração o problema foi imediatamente ultrapassado.

A segunda alteração necessária evidente prendia-se com a ligação do actuador ao modelo de forma a anular o confinamento dessa secção. Analisaram-se duas hipóteses: (a) anular o pré-esforço dos parafusos M20 do sistema, o que obrigaria a alterar a reacção de apoio do actuador do lado do

modelo, uma vez que esta era obtida através da mobilização do atrito entre as chapas do sistema e o modelo e (b) realizar o reforço somente até à base das chapas do sistema, o que seria uma alternativa mais desfavorável, atendendo a que se estaria a diminuir a superfície da interface modelo original - reforço. Considerando ainda que a rotura do modelo está localizada na secção de encastramento, não havendo qualquer influência da altura do reforço para além da já referida, optou-se pela segunda hipótese (Figura 3.9).

Finalmente, a terceira alteração necessária relacionava-se com o tempo de duração dos ensaios. Fez-se uma simulação automática de um ensaio lento cíclico, com o modelo M1G0 já ensaiado, mas os resultados não foram inteiramente satisfatórios, existindo uma ligeira diferença entre os valores lidos no transdutor de deslocamentos do actuador e o transdutor de deslocamentos solidário com o modelo, pelo que se decidiu realizar manualmente os restantes ensaios.

Quanto ao **sistema de aplicação da carga axial**, atendendo ao consideravelmente rápido incremento de carga axial com o deslocamento horizontal da secção de aplicação da carga horizontal e tendo sido ponderada a automatização do sistema de aplicação desta, considerou-se necessário automatizar também a correcção daquela. Adaptou-se a uma bomba eléctrica *ENERPAC* uma electroválvula e uma válvula de retorno, construindo assim um dispositivo de controlo do esforço axial (Fotografia 3.11) que se revelou extremamente útil, sobretudo no caso dos ensaios cíclicos e apesar de se ter abandonado a hipótese de automatizar a aplicação da carga horizontal.

Finalmente, o **escorregamento dos varões traccionados** da armadura longitudinal do reforço, impunha uma alteração do processo de ancoragem. Com efeito, não seria tolerável a ocorrência deste facto nos ensaios dos Grupos 1, 2 e 3, sob risco de comprometer seriamente os resultados. Novamente duas hipóteses foram colocadas: (a) executar furos até à face inferior das sapatas e ancorar aí os varões, o que colocaria outros problemas e não seria representativo da realidade e (b) realizar ensaios de arranque, considerando furos com diferentes diâmetros e embebimentos, e adoptar as dimensões mais indicadas. Optou-se pela segunda hipótese e, caso os resultados não fossem satisfatórios, adoptar-se-ia a primeira. Tomou-se também a iniciativa de contactar a HILTI para confirmar se as dimensões adoptadas para os furos estavam correctas. A resposta da empresa foi afirmativa.

Na sapata do modelo M1G0 foram executados furos de 12 e 14mm de diâmetro e com profundidades de 250, 300, 350 e 400mm (Fotografia 3.12a). Procedeu-se à limpeza dos furos, tendo-se utilizado primeiro o equipamento da HILTI e, em seguida, um aspirador ao qual se adaptou um tubo com uma espessura exterior de 10mm (Fotografia 3.12b). Verificou-se que, depois de usar o equipamento de limpeza da HILTI, ainda se retirava muito pó de betão dos furos. Decidiu-se, também no furo de diâmetro 12mm e embebimento 250mm, igual portanto aos executados nos modelos do Grupo 0, para além de limpar com o equipamento da HILTI e aspirar, lavar com o auxílio de um escovilhão e voltar a aspirar. Constatou-se que, nesta terceira operação, ainda era

retirado pó de betão do furo. Passadas 48 horas, aplicou-se o Hilti HIT-HY 150 (Fotografia 3.12c) e ancoraram-se varões do mesmo lote dos utilizados nas armaduras dos modelos (Fotografia 3.12d). No dia seguinte realizaram-se os ensaios de arranque. O dispositivo improvisado para os ensaios de arranque consistia numa chapa de aço furada, centrada com o varão e apoiada em duas barras de aço, na qual apoiava um macaco hidráulico centrado, sobre o qual apoiava uma célula de carga centrada e terminava numa ancoragem de cabos de pré-esforço (Fotografia 3.12e).

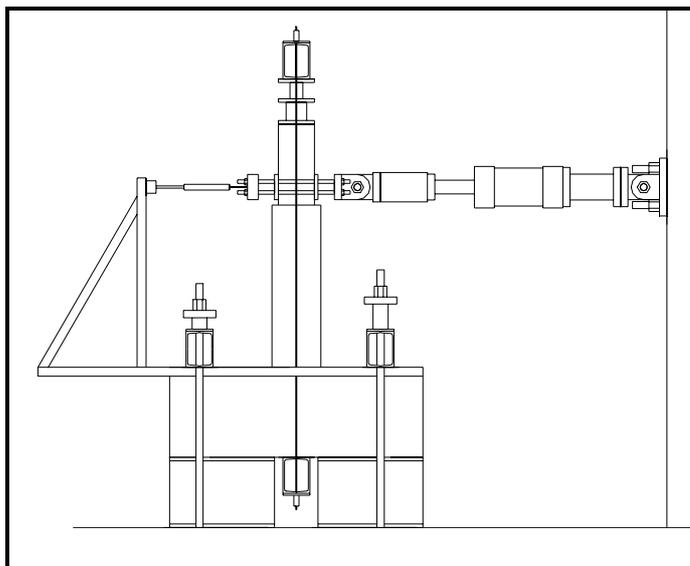


Figura 3.9 - Instalação do ensaio



Fotografia 3.11 - Controlador de esforço axial.

O resultado foi o mesmo em todos os ensaios de arranque: rotura do varão, mesmo no ensaio de arranque do varão ancorado num furo de dimensões iguais às dos modelos do Grupo 0. Em face destes resultados e considerando ainda a quantidade de pó de betão retirada após a limpeza dos furos com o equipamento da HILTI, a explicação para o ocorrido nos ensaios teste parece óbvia: **a limpeza dos furos realizados nos modelos do Grupo 0 não foi eficaz**. Para os modelos dos Grupos 1, 2 e 3, decidiu-se executar furos de 12mm de diâmetro e 300mm de profundidade, por uma questão de segurança, e proceder à sua limpeza por aspiração e lavagem.



Fotografia 3.12 (a) - Execução dos furos na sapata.



Fotografia 3.12 (b) - Limpeza dos furos com o aspirador.



Fotografia 3.12 (c) - Aplicação do Hilti HIT-HY 150.



Fotografia 3.12 (d) - Ancoragem dos varões.



Fotografia 3.12 (e) - Realização do ensaio de arranque.

3.4.3 - Preparação dos Modelos

A preparação dos modelos dos Grupos 1, 2 e 3 compreendeu a execução de diversas tarefas, sendo a primeira das quais a execução dos furos nas sapatas para aplicação dos varões da armadura longitudinal do reforço. As dimensões adoptadas para os furos foram de 12mm para o diâmetro e de 300mm para o embebitamento, pelos motivos referidos no ponto anterior.

Ao iniciar esta tarefa (Fotografia 3.13a), danificaram-se todos os fios dos extensómetros do primeiro modelo, tendo-se concluído que, por lapso, as baínhas dos fios dos extensómetros não haviam sido amarradas à armadura da sapata, não apresentando portanto o traçado de projecto que previa a execução dos furos. Sendo a localização das baínhas aleatória, para solucionar a questão decidiu-se radiografar as sapatas dos modelos. Não se tendo conseguido obter o equipamento necessário, optou-se por tentar detectar a localização das baínhas dos fios dos extensómetros com o equipamento de ultra-sons, PUNDIT, existente no LEME. Realizou-se um teste, com a sapata do modelo acidentado, onde a localização da baínha estava bem identificada, oferecendo o resultado obtido alguma confiança na solução adoptada.

Procedeu-se então, à detecção sistemática das baínhas com o equipamento referido (Fotografia 3.13b). O resultado obtido (Gráfico 3.3) era analisado e, em princípio, o ponto correspondente à menor

velocidade de propagação (maior tempo de propagação) dos ultra-sons indicaria a localização em planta da baínha.

Os furos das sapatas eram realizados logo que se tinha uma estimativa da localização das baínhas, tendo sido necessário, em dois dos modelos, realizar o furo central cerca de 2cm ao lado do ponto pré-definido, para evitar o acidente ocorrido com o primeiro modelo. Por uma questão de segurança adicional, as extremidades dos fios dos extensómetros do modelo eram ligadas, em série, a um voltímetro e os furos eram executados (Fotografia 3.13c) lentamente para se poder proceder à interrupção da operação caso se intersectasse total ou parcialmente a baínha.

No modelo acidentado, uma vez que a intersecção dos fios tinha ocorrido a poucos centímetros de profundidade, decidiu-se picar cuidadosamente o betão à volta do furo e reparar a situação (Fotografias 3.13d e 3.13e).



Fotografia 3.13 (a) - Execução dos furos nas sapatas.



Fotografia 3.13 (b) - Detecção por ultra-sons da localização das baínhas.



Fotografia 3.13 (c) - Execução dos furos depois de localizada a baínha.

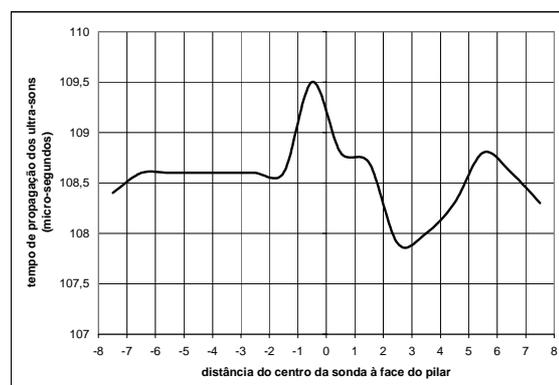


Gráfico 3.3 - Tempo de propagação dos ultra-sons vs distância do centro da sonda à face do modelo.



Fotografia 3.13 (d) - Reparação dos fios dos extensómetros danificados.



Fotografia 3.13 (e) - Aspecto final dos fios reparados.

A operação seguinte consistiu na preparação da superfície da interface dos modelos M5G1, M6G1, M5G2, M6G2, M1G3 e M2G3 com a técnica adoptada do jacto de areia. Utilizou-se um compressor de alta pressão no qual foi montado um *kit* de jacto de areia. Os modelos foram levados, um a um, do LEME para o exterior do edifício onde foi executada essa operação (Fotografias 3.14a e 3.14b).



Fotografia 3.14 (a) e (b) - Execução do tratamento da superfície dos modelos com jacto de areia.

Depois de tratada a superfície da interface com jacto de areia dos seis modelos indicados, procedeu-se à limpeza dos furos das sapatas, por aspiração seguida de lavagem e limpeza com escovilhões, até se considerar não haver pó de betão, e novamente por aspiração.

Deixou-se secar durante uns dias e aplicaram-se os varões da armadura longitudinal do reforço, previamente instrumentados, utilizando a resina epóxida da HILTI, Hilti HIT-HY 150.

A tarefa seguinte consistiu na montagem das cintas do reforço, também previamente instrumentadas.

Em dois modelos, M6G1 e M6G2, procedeu-se ainda à realização de furos para ancoragem de conectores (Fotografia 3.15a). Depois de executados os furos nas faces dos modelos perpendiculares ao plano de flexão, procedeu-se à sua limpeza por aspiração. De seguida aplicaram-se os conectores utilizando o mesmo produto de ancoragem dos varões da armadura longitudinal do

reforço, Hilti HIT-HY 150 (Fotografias 3.15b e 3.15c). Os conectores eram em aço A 400 NR, de diâmetro 6mm e com um comprimento de 120mm por imposições geométricas. Sendo as dimensões da secção transversal do modelo de $20 \times 20 \text{ cm}^2$ e a espessura do reforço 3,5cm, adoptou-se para embebitamento dos conectores 90mm. Como o espaçamento adoptado da armadura transversal do reforço foi metade do espaçamento da armadura transversal do modelo e a sua localização desfasada desta, adoptou-se para espaçamento dos conectores o mesmo da armadura transversal do modelo e a sua localização desfasada desta (Fotografia 3.15d).



Fotografia 3.15 (a) - Execução dos furos nos modelos.



Fotografia 3.15 (b) - Aplicação do Hilti HIT-HY 150.



Fotografia 3.15 (c) - Aplicação dos conectores.



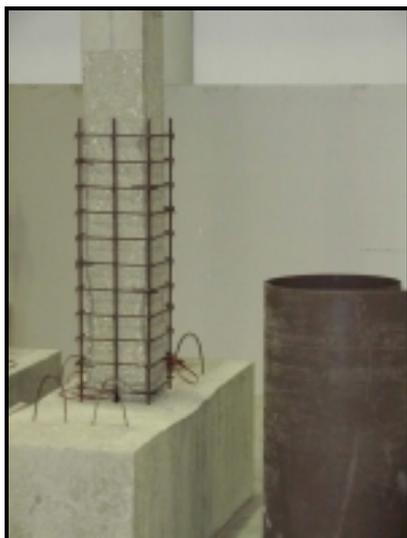
Fotografia 3.15 (d) - Modelos com os conectores aplicados.

Para os modelos com reforço não aderente, M2G1 e M2G2, decidiu-se aplicar uma tela entre o modelo e o reforço. Pretendia-se um material de reduzida espessura, rigidez elevada mas que não influenciasse o comportamento dos modelos. Optou-se pela tela que reveste o interior das cofragens comerciais de cartão para pilares circulares (Fotografia 3.16a).

Adquiriu-se uma dessas cofragens, retirou-se a tela e construíram-se duas camisas para os modelos em causa, tendo sido previamente revestidas de óleo descofrante da SIKA antes de serem aplicadas nos modelos (Fotografia 3.16b).

Para os modelos M1G3 e M2G3 estava previsto o reforço ser realizado 28 dias depois de instalado o esforço axial. Os modelos foram montados sobre os perfis HE 400 A, suporte do modelo na

instalação de ensaio inicialmente projectada. Seguidamente, colocaram-se, centrados no topo de cada do modelo, uma borracha rígida com a forma da secção transversal deste, uma chapa de aço com a mesma forma, de 20mm de espessura, um macaco hidráulico ENERPAC 40 TNF, outra chapa de aço, uma célula de carga, outra chapa de aço e um elemento metálico tubular ligado, por dois cabos de pré-esforço, a um elemento idêntico colocado simetricamente na face inferior da sapata. O esforço axial foi aplicado utilizando uma bomba manual, ligada ao macaco hidráulico, até atingir o valor pré-definido de 180kN (Fotografia 3.17a).



Fotografia 3.16 (a) - Modelo M2G1 e tela adoptada.



Fotografia 3.16 (b) - Modelo M2G1 com a tela aplicada.

Foram realizadas leituras a intervalos de tempo regulares e feitos ajustes de forma a manter o nível de esforço axial entre 170kN e 180kN (Fotografia 3.17b). Verificaram-se perdas da ordem dos 7kN nos primeiros dias, 2kN aquando das segunda e terceira leituras e correcções, 1kN na quarta verificação, tendo por fim deixado de se registar. Mesmo depois de realizada a betonagem do reforço, foram efectuadas leituras de controlo, não tendo nunca sido necessário proceder a nenhum ajuste, uma vez que o valor da carga instalada se manteve sempre superior ao valor predefinido de 170kN.

Finalmente, a betonagem do reforço de cada modelo era realizada 28 dias antes da data prevista para o ensaio do mesmo. Como já foi referido e justificado, utilizou-se como betão de reforço, em todos os modelos, a argamassa comercial pré-preparada, SikaGrout, com a quantidade mínima de água indicada pela SIKA.

A última das operações de preparação de cada modelo era, obviamente, a montagem da instalação do ensaio do mesmo. Desde o dia 9 de Maio de 2000 até ao dia 29 de Junho de 2000 foram ensaiados todos os modelos dos Grupos 1, 2 e 3. O programa de trabalhos semanal consistia, na segunda-feira, na montagem da instalação do modelo a ensaiar no dia seguinte, na terça-feira, na realização do ensaio e desmontagem da instalação, na quarta-feira, na montagem da instalação do

modelo a ensaiar no dia seguinte e, na quinta-feira, na realização do ensaio e desmontagem da instalação.



Fotografia 3.17 (a) - Aplicação do esforço axial num dos modelos do Grupo 3.



Fotografia 3.17 (b) - Modelos M1G3 e M2G3 já com o esforço axial instalado.

3.4.4 - Caracterização dos Materiais

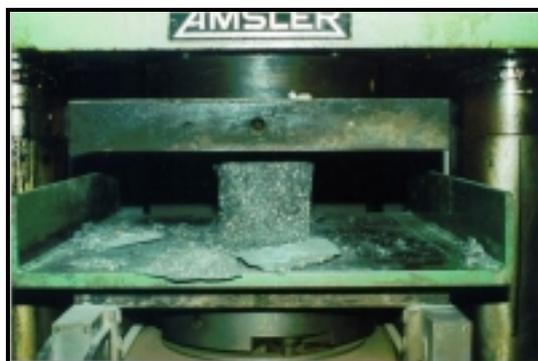
Os materiais adoptados para os modelos foram o betão C20/25 (fabricado nas instalações da Adémia da Betão Liz) e o aço A400NR. Os materiais adoptados para o reforço dos modelos foram o SikaGrout e o aço A400NR.

No dia 17 de Janeiro de 2000, data da betonagem dos modelos, foram fabricados 14 provetes cúbicos de 150mm de lado, para caracterização da resistência à compressão do betão utilizado. Os provetes foram conservados no LEME, nas mesmas condições de temperatura e humidade relativa dos modelos. Realizaram-se ensaios de resistência à compressão (Fotografia 3.18) aos 3, 7, 14, 21, 28, 56 e 112 dias de idade, tendo sido ensaiados, em cada uma dessas datas, dois provetes. No Gráfico 3.4a, apresentam-se os resultados desses ensaios, tendo sido o valor relativo aos 168 dias de idade extrapolado a partir dos outros.

Nas datas das betonagens do reforço de cada um dos modelos foram fabricados 2 provetes cúbicos de 150mm de lado, para caracterização da resistência à compressão do betão do reforço, SikaGrout. Os provetes foram conservados no LEME, nas mesmas condições de temperatura e humidade relativa dos modelos. Realizaram-se os ensaios de resistência à compressão (Fotografia 3.18), dos dois provetes de cada reforço, aos 28 dias de idade, data do ensaio do modelo correspondente. No Gráfico 3.4b, apresentam-se os resultados desses ensaios.

O aço A400NR, utilizado nas armaduras dos modelos e nas armaduras dos reforços, foi todo encomendado na mesma altura e ao mesmo fornecedor. Foram retirados do lote, de forma aleatória, cinco provetes, tendo sido realizados ensaios de resistência à tracção para caracterização do aço (Fotografias 3.19a a 3.19c). No Gráfico 3.5 apresentam-se os resultados respectivos em termos de curvas tensão-extensão.

No Quadro 3.5, encontram-se sintetizados os valores médios das tensões de rotura à compressão do betão original (calculados) e do betão do reforço (medidos), para cada um dos modelos, à data do ensaio respectivo e, no Quadro 3.4, apresentam-se os valores do módulo de elasticidade, da tensão de cedência e da tensão de rotura, do aço das armaduras do pilar original e do reforço.



Fotografia 3.18 - Ensaio de resistência à compressão de um provete cúbico.

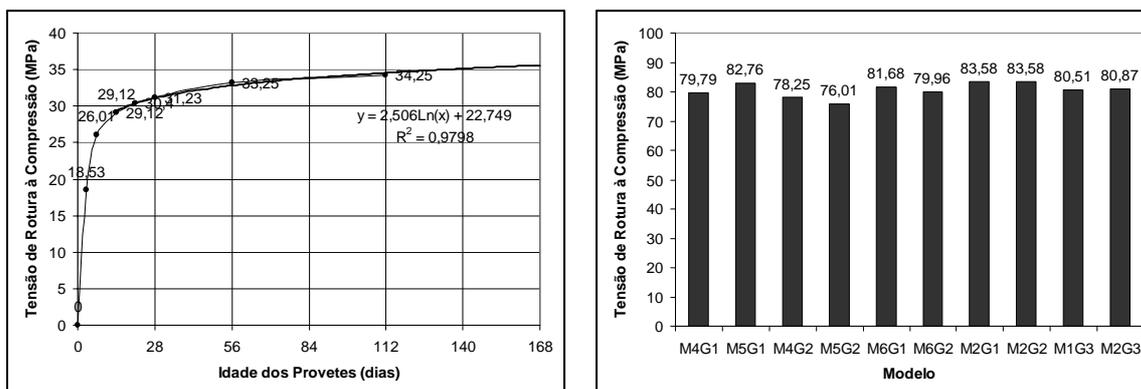


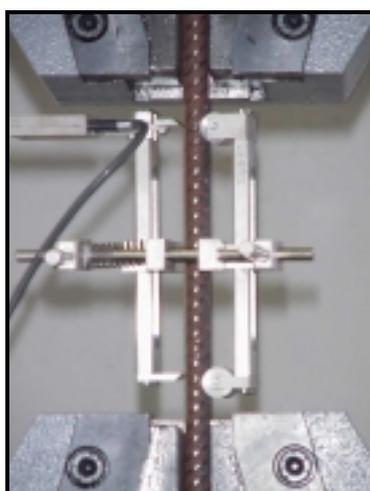
Gráfico 3.4 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão dos provetes cúbicos:

(a) relativos à betonagem dos modelos.

(b) relativos às betonagens dos reforços dos modelos indicados.



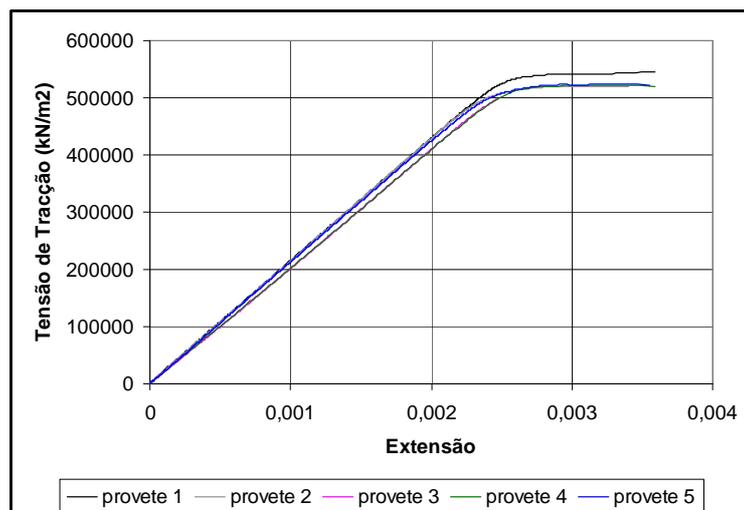
Fotografia 3.19 (a) - Ensaio de resistência à tracção de um provete de aço.



Fotografia 3.19 (b) - Pormenor do provete e do extensómetro usados no ensaio.



Fotografia 3.19 (c) - Rotura do provete.

Gráfico 3.5 - Tensão de tração *versus* extensão obtidos com os ensaios dos cinco provetes de aço.

Provetes	Módulo de Elasticidade	Extensão de Cedência	Tensão de Cedência	Tensão de Rotura
1	211,972 GPa	2464×10^{-6}	522,282 MPa	591,254 MPa
2	205,231 GPa	2540×10^{-6}	521,264 MPa	582,870 MPa
3	207,022 GPa	2536×10^{-6}	525,084 MPa	593,616 MPa
4	211,925 GPa	2455×10^{-6}	520,245 MPa	588,205 MPa
5	211,132 GPa	2565×10^{-6}	541,636 MPa	581,956 MPa
Média	209,456 GPa	2512×10^{-6}	526,102 MPa	587,580 MPa

Quadro 3.4 - Resultados dos ensaios dos provetes de aço.

Modelo	Idade Betão Original	Tensão de Rotura	
		Betão Original	Betão de Reforço
M1G1	113 dias	34,60 MPa	-
M2G1	161 dias	35,48 MPa	83,58 MPa
M3G1	120 dias	34,75 MPa	-
M4G1	115 dias	34,64 MPa	79,79 MPa
M5G1	122 dias	34,79 MPa	82,76 MPa
M6G1	140 dias	35,13 MPa	81,68 MPa
M1G2	127 dias	34,89 MPa	-
M2G2	163 dias	35,51 MPa	83,71 MPa
M3G2	134 dias	35,02 MPa	-
M4G2	130 dias	34,95 MPa	78,25 MPa
M5G2	136 dias	35,06 MPa	76,01 MPa
M6G2	142 dias	35,17 MPa	79,96 MPa
M1G3	153 dias	33,36 MPa	80,51 MPa
M2G3	156 dias	35,40 MPa	80,87 MPa

Quadro 3.5 - Resultados dos ensaios dos provetes cúbicos do betão original e do betão do reforço.

Capítulo 4 - Análise Experimental

Ensaaios Lentos Monotónicos

4.1 Introdução

Neste Capítulo são tratados os resultados dos ensaios lentos monotónicos realizados com os sete modelos, descritos no Quadro 4.1.

Modelo	Descrição
M1G1	modelo não reforçado.
M2G1	modelo com o reforço não aderente.
M3G1	modelo monolítico (pilar original e reforço executados simultaneamente).
M4G1	modelo reforçado sem tratamento da superfície da interface.
M5G1	modelo reforçado com a superfície da interface preparada com jacto de areia.
M6G1	modelo reforçado com a superfície da interface preparada com jacto de areia e com conectores aplicados perpendicularmente à mesma.
M1G3	modelo reforçado depois de aplicado o esforço axial (ao contrário dos restantes) e com a superfície da interface preparada com jacto de areia.

Quadro 4.1 - Descrição dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos.

São determinados, em oito pontos diferentes, diversos parâmetros com o propósito exclusivo de tirar ilações relativamente à influência do tratamento da superfície da interface no comportamento de pilares reforçados com encamisamento de betão armado, objectivo último deste trabalho.

Analisa-se o sistema de fissuração. Apresenta-se o resultado da abordagem analítica, realizada para prever a carga de cedência, a qual é confrontada com o resultado experimental desse parâmetro. Determina-se o deslocamento de cedência, com base no qual se definiu a história de deslocamentos dos ensaios lentos cíclicos, descritos no capítulo seguinte. Determinam-se a carga máxima, a qual é igualmente confrontada com o valor teórico calculado, e o respectivo deslocamento. Determinam-se a carga última e o respectivo deslocamento. Calculam-se a rigidez inicial e a rigidez secante. Comparam-se os modelos, a partir do seu comportamento real, e define-se um comportamento simplificado. Verifica-se o nível do esforço axial, pré-fixado em $170kN$, durante os ensaios. Analisa-se a extensão nas cintas do pilar original e do reforço. Analisa-se a extensão nas armaduras longitudinais do pilar original e do reforço para diferentes níveis de carregamento. Calculam-se as contribuições do pilar original e do reforço para os esforços resistentes e determinam-se as respectivas curvaturas, com base nas extensões nos varões das armaduras longitudinais do pilar original e do reforço.

4.2 Sistema de Fissuração dos Modelos

Neste ponto analisa-se o sistema de fissuração dos diferentes modelos, nomeadamente na zona junto ao encastramento. Por uma questão de organização e para facilitar a comparação, apresentam-se primeiramente, para todos os modelos, a evolução das fissuras na face traccionada, seguidamente, o esmagamento do betão na face comprimida e, posteriormente, a fissuração numa das faces paralelas ao plano de flexão. De referir que, **na secção mais elevada do reforço**, a única em que está visível a fronteira da interface pilar/reforço, **não se constatou qualquer tipo de fissuração exceptuando, obviamente, o caso do modelo com reforço não aderente, M2G1.**

Ao observar a face traccionada dos modelos (Fotografias 4.1), a primeira constatação óbvia é o facto de, à excepção dos modelos M1G1 e M3G1, respectivamente não reforçado e monolítico, haver **descolamento do reforço na zona junto ao encastramento.** Tendo-se formado, contudo, no modelo M3G1, uma fissura de grandes dimensões nessa zona.

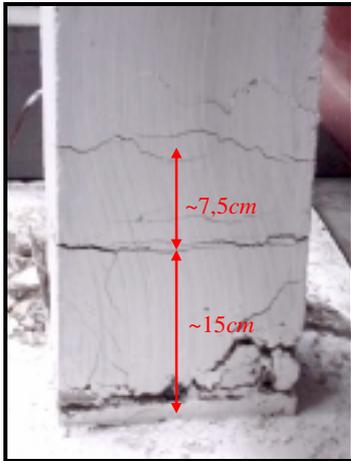
Verifica-se também (Fotografias 4.1), à excepção do modelo M2G1, com o reforço não aderente, a formação de uma fissura de dimensões consideráveis, paralela à base e a cerca de 10~15cm desta, acompanhada eventualmente de outra de menores dimensões localizada a cerca de 5~7,5cm acima desta. Pode-se afirmar, genericamente, que **o sistema de fissuração na face traccionada dos modelos reforçados é idêntico, exceptuando o caso do modelo com reforço não aderente, M2G1.**

Em relação ao esmagamento do betão observado na face comprimida na zona junto ao encastramento (Fotografias 4.2), a principal diferença verificada prende-se com o facto de este fenómeno ter sido **muito mais significativo nos modelos M1G1 e M3G1**, respectivamente não reforçado e monolítico, do que nos restantes, provavelmente devido à circunstância de, nesta zona, **o betão ser C20/25 nestes modelos e SikaGrout nos outros** e também devido ao **descolamento verificado do reforço de SikaGrout.** O esmagamento do betão, nos modelos reforçados com SikaGrout, foi idêntico, apresentando o modelo M2G1, com reforço não aderente, um nível inferior aos restantes mas pouco significativo. De facto, nestes modelos o esmagamento do betão na zona referida ocorreu para valores elevados do deslocamento da secção de aplicação da carga horizontal e, como se pode observar (Fotografias 4.2), numa zona bastante limitada na vizinhança do encastramento.

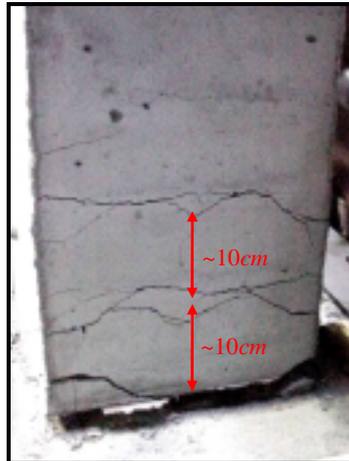
Não foram tiradas fotografias de uma das faces paralelas ao plano de flexão, na zona do encastramento, durante a realização dos ensaios de alguns dos modelos ou foram tiradas para deslocamentos da secção de aplicação da carga horizontal diferentes pelo que se apresentam com esta ressalva (Fotografias 4.3). Em todo o caso, servem para confirmar o que já foi observado:

- (1) o sistema de fissuração é idêntico em todos os modelos à excepção do modelo com o reforço não aderente;

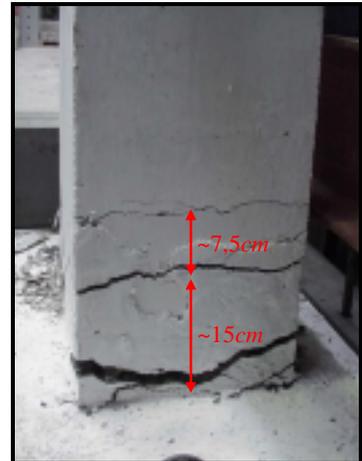
- (2) o esmagamento do betão é mais acentuado nos modelos não reforçado e monolítico, em betão C20/25, do que nos modelos reforçados com SikaGrout.



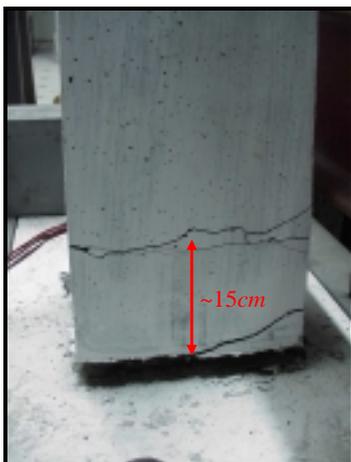
Fotografia 4.1 (a) - Fissuração da face traccionada do modelo M1G1.



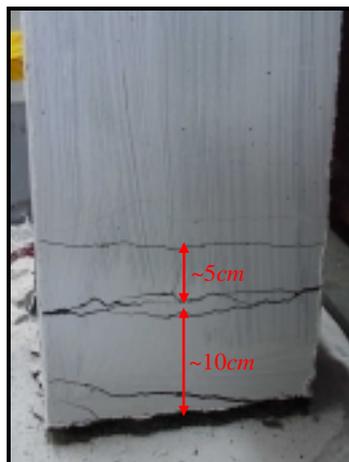
Fotografia 4.1 (b) - Fissuração da face traccionada do modelo M2G1.



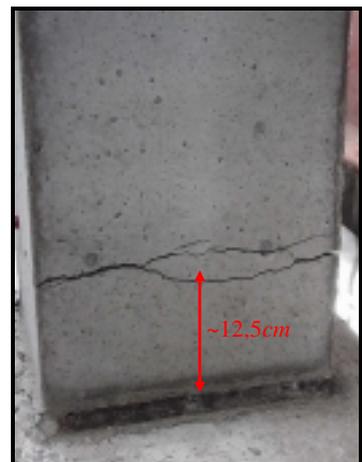
Fotografia 4.1 (c) - Fissuração da face traccionada do modelo M3G1.



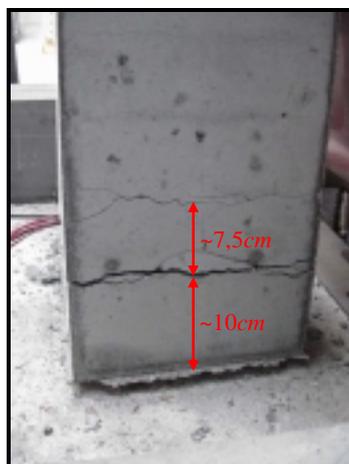
Fotografia 4.1 (d) - Fissuração da face traccionada do modelo M4G1.



Fotografia 4.1 (e) - Fissuração da face traccionada do modelo M5G1.



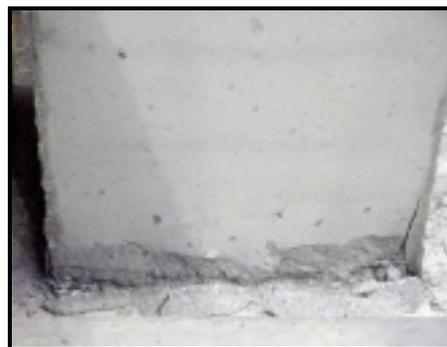
Fotografia 4.1 (f) - Fissuração da face traccionada do modelo M6G1.



Fotografia 4.1 (g) - Fissuração da face traccionada do modelo M1G3.



Fotografia 4.2 (a) - Fissuração da face comprimida do modelo M1G1.



Fotografia 4.2 (b) - Fissuração da face comprimida do modelo M2G1.



Fotografia 4.2 (c) - Fissuração da face comprimida do modelo M3G1.



Fotografia 4.2 (d) - Fissuração da face comprimida do modelo M4G1.



Fotografia 4.2 (e) - Fissuração da face comprimida do modelo M5G1.



Fotografia 4.2 (f) - Fissuração da face comprimida do modelo M6G1.



Fotografia 4.2 (g) - Fissuração da face comprimida do modelo M1G3.



Fotografia 4.3 (a) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M1G1.



Fotografia 4.3 (b) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M2G1.



Fotografia 4.3 (c) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M3G1.



Fotografia 4.3 (d) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M4G1.



Fotografia 4.3 (e) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M5G1.



Fotografia 4.3 (f) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M6G1.



Fotografia 4.3 (g) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M1G3.

4.3 Determinação da Carga e do Deslocamento de Cedência

4.3.1 Carga de Cedência

A determinação experimental do valor da carga de cedência forneceu um primeiro termo de comparação dos modelos. A comparação dos valores da carga de cedência, determinados analítica e experimentalmente, para cada um dos modelos, foi um dos factores que possibilitou a conclusão relativamente ao monolitismo dos modelos. A determinação do deslocamento de cedência foi imprescindível à definição da história de deslocamentos de cada um dos ensaios lentos cíclicos.

A determinação analítica do valor da carga de cedência do modelo M1G1 foi efectuada de acordo com o procedimento apresentado em 3.2.1. Para os modelos M2G1 a M6G1 e M1G3, utilizaram-se os algoritmos descritos em 3.2.2, admitindo comportamento monolítico, e em 3.2.4, assumindo não aderência entre o reforço e o pilar original. Para o modelo M1G3, realizou-se ainda o cálculo referido em 3.2.3, considerando comportamento monolítico e o facto do reforço ser realizado após a aplicação do esforço axial.

O valor experimental da carga de cedência foi obtido pela diferença entre os valores medidos nas duas células de carga do sistema de aplicação da carga horizontal (elementos B e C da Figura 3.8), quando o valor médio da extensão nos varões mais traccionados do modelo atingiu a extensão de cedência (medidos nos extensómetros 3 e 4, no caso do modelo não reforçado, e nos extensómetros 9 e 10, no caso dos modelos reforçados, da Figura 3.8). Apresentam-se os Gráficos 4.1, da carga horizontal *versus* a extensão nos varões mais traccionados, para cada modelo, a partir dos quais se determinaram os valores experimentais da carga de cedência.

Os valores experimentais e analíticos da carga de cedência, bem como o respectivo erro, relativos a cada um dos modelos, são confrontados no Quadro 4.2 e no Gráfico 4.2.

No Quadro 4.2, verifica-se que o erro relativo entre os valores experimental e analítico, considerando comportamento monolítico da secção, varia entre -5,2 % e +6,7 %, à excepção do modelo M2G1, podendo-se considerar um bom resultado. O erro relativo entre os valores experimental e analítico, considerando não aderência entre o reforço e o pilar original, varia entre -22,7 % e -31,8 % para os mesmos modelos. Uma conclusão que decorre imediatamente destes resultados é o facto, comprovado por inspecção visual, de **não haver escorregamento entre o pilar e o reforço em todos os modelos à excepção de M2G1.**

No modelo M2G1, o erro relativo de +14,9 % entre os valores experimental e analítico, considerando comportamento monolítico da secção, e o erro relativo de -14,5 % entre os valores experimental e analítico, considerando não aderência entre o reforço e o pilar original, indiciam **não se ter obtido totalmente, neste modelo, a pretendida não aderência.**

4.3 Determinação da Carga e do Deslocamento de Cedência

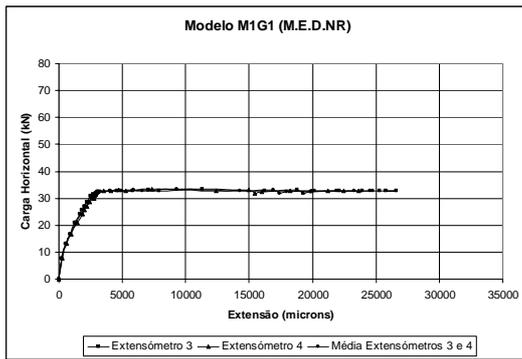


Gráfico 4.1 (a) - Carga horizontal *versus* extensões nos varões mais traccionados do modelo M1G1.

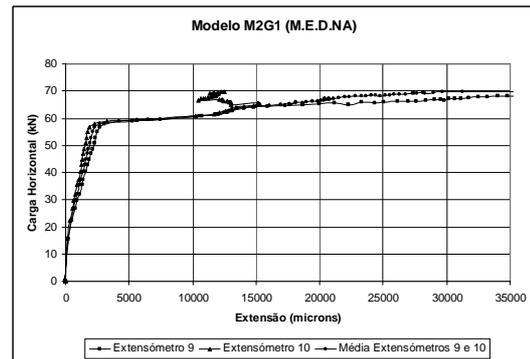


Gráfico 4.1 (b) - Carga horizontal *versus* extensões nos varões mais traccionados do modelo M2G1.

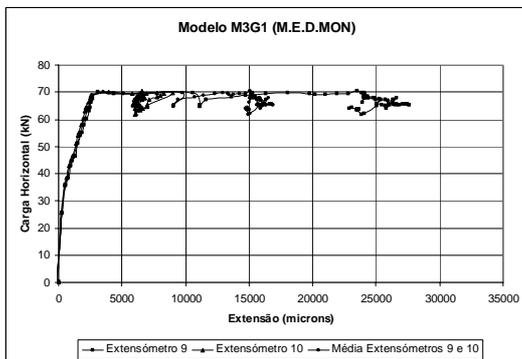


Gráfico 4.1 (c) - Carga horizontal *versus* extensões nos varões mais traccionados do modelo M3G1.

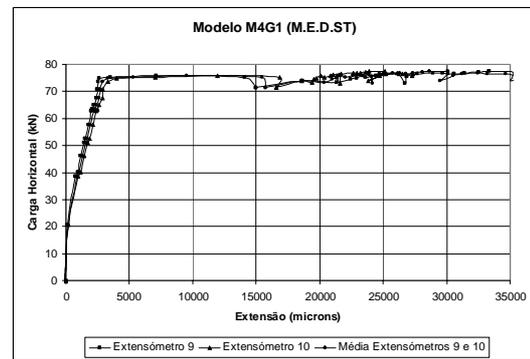


Gráfico 4.1 (d) - Carga horizontal *versus* extensões nos varões mais traccionados do modelo M4G1.

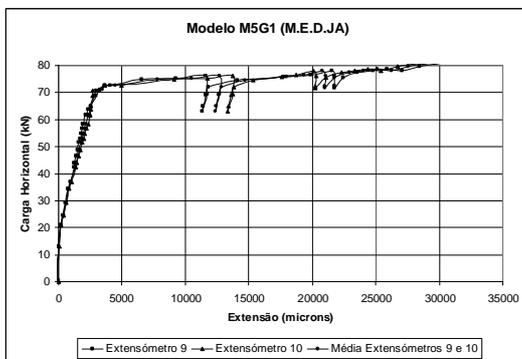


Gráfico 4.1 (e) - Carga horizontal *versus* extensões nos varões mais traccionados do modelo M5G1.

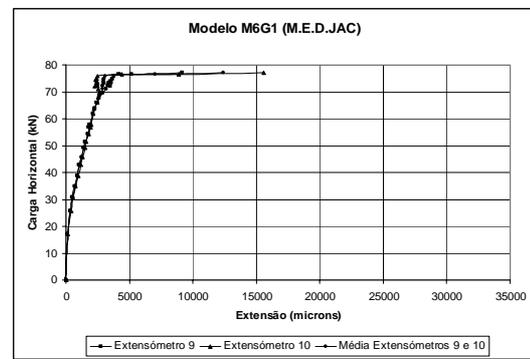


Gráfico 4.1 (f) - Carga horizontal *versus* extensões nos varões mais traccionados do modelo M6G1.

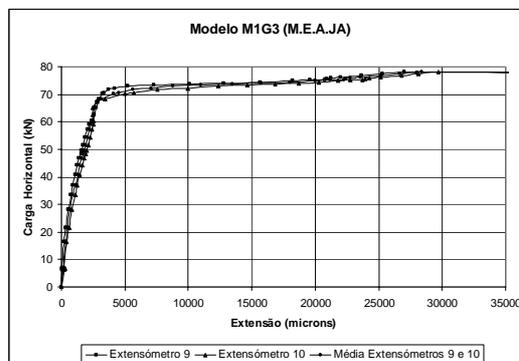


Gráfico 4.1 (g) - Carga horizontal *versus* extensões nos varões mais traccionados do modelo M1G3.

4. Análise Experimental, Ensaios Lentos Monotônicos

Modelo	Experimental		Analítico		erro	
	N_y [kN]	F_y [kN]	$F_{y,na}$ [kN]	$F_{y,mon}$ [kN]	$erro_{na}$ [%]	$erro_{mon}$ [%]
M1G1	168,9	29,9	-	31,4	-	+4,8
M2G1	172,5	57,5	50,2	67,6	-14,5	+14,9
M3G1	173,2	66,8	50,9	63,5	-23,8	-5,2
M4G1	170,8	66,2	50,5	67,9	-31,1	+2,5
M5G1	170,9	64,5	50,6	68,1	-27,5	+5,3
M6G1	171,6	66,7	50,6	68,1	-31,8	+2,1
M1G3	170,5	61,1	49,8	65,5 ^(a)	-22,7	+6,7

(a) No cálculo deste valor considerou-se o facto do reforço ter sido efectuado após a aplicação do esforço axial.

Quadro 4.2 - Confrontação dos resultados analíticos com os resultados experimentais da força de cedência dos modelos submetidos a ensaios lentos monotônicos.

LEGENDA

N_y - valor medido do esforço axial, quando, na secção de encastramento, as armaduras atingiram a extensão de cedência.

F_y - valor medido da carga horizontal, quando, na secção de encastramento, as armaduras atingiram a extensão de cedência.

$F_{y,na}$ - valor teórico da carga de cedência, admitindo não aderência entre o reforço e o pilar.

$F_{y,mon}$ - valor teórico da carga de cedência, admitindo comportamento monolítico do modelo.

$erro = (F_{y,an} - F_y) / F_{y,an} \times 100\%$, com $F_{y,an}$ o valor analítico e F_y o valor experimental, da carga de cedência.

$erro_{na}$ - erro entre o resultado experimental e o resultado analítico considerando não aderência entre o reforço e o pilar.

$erro_{mon}$ - erro entre o resultado experimental e o resultado analítico considerando comportamento monolítico do modelo.

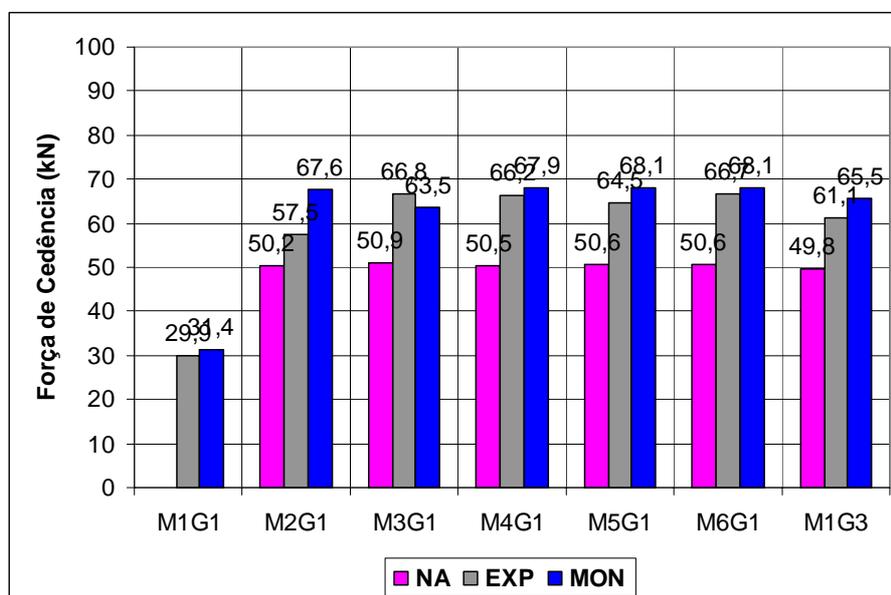


Gráfico 4.2 - Valores experimentais e analíticos da força de cedência para cada um dos modelos.

LEGENDA

NA - valor analítico da carga de cedência admitindo não aderência entre o reforço e o pilar (limite inferior).

EXP - valor experimental da carga de cedência.

MON - valor analítico da carga de cedência admitindo comportamento monolítico do modelo (limite superior).

4.3.2 Deslocamento de Cedência

O deslocamento de cedência é um parâmetro fundamental atendendo a que foi com base nele que se definiu a história de deslocamentos de cada um dos modelos a submeter aos ensaios lentos cíclicos. O valor experimental deste parâmetro foi medido no transdutor de deslocamentos da instalação do ensaio (elemento H da Figura 3.8), quando o valor médio das extensões medidas nos extensómetros 3 e 4, no caso do modelo não reforçado, e nos extensómetros 9 e 10, no caso dos modelos reforçados (Figura 3.8), igualava a extensão de cedência.

No Quadro 4.3, apresentam-se os resultados experimentais, para cada um dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos, dos valores medidos do esforço axial instalado, da carga de cedência e do deslocamento de cedência.

Modelo	N_y [kN]	F_y [kN]	δ_y [mm]
M1G1	168,9	29,9	8,75
M2G1	172,5	57,5	8,44
M3G1	173,2	66,8	7,37
M4G1	170,8	66,2	5,71
M5G1	170,9	64,5	5,63
M6G1	171,6	66,7	7,76
M1G3	170,5	61,1	7,14

Quadro 4.3 - Resultados experimentais da força de cedência e do deslocamento de cedência dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos.

LEGENDA

N_y - valor medido do esforço axial, quando, na secção de encastramento, as armaduras atingiram a extensão de cedência.

F_y - valor medido da carga horizontal, quando, na secção de encastramento, as armaduras atingiram a extensão de cedência.

δ_y - valor medido do deslocamento da secção de aplicação da carga horizontal, quando, na secção de encastramento, as armaduras atingiram a extensão de cedência.

4.4 Determinação das Cargas Máxima e Última e Respectivos Deslocamentos

4.4.1 Carga Máxima

A determinação experimental do valor da carga máxima constituiu mais um meio de comparação dos modelos. A comparação dos valores determinados analítica e experimentalmente de cada um dos modelos, à semelhança do realizado em 4.3, relativamente à carga de cedência, foi um dos factores que possibilitou a conclusão relativamente ao comportamento monolítico dos modelos.

A determinação analítica do valor da carga máxima do modelo M1G1 foi efectuada de acordo com o procedimento apresentado em 3.2.1. Para os modelos M2G1 a M6G1 e M1G3, utilizaram-se os algoritmos descritos em 3.2.2, admitindo comportamento monolítico, e em 3.2.3, assumindo não aderência entre o reforço e o pilar original. Para o modelo M1G3, realizou-se ainda o cálculo referido em 3.2.4, considerando comportamento monolítico e o facto do reforço ser realizado após a aplicação do esforço axial.

A determinação experimental do valor da carga máxima consistiu no cálculo da maior diferença entre os valores medidos nas duas células de carga do sistema de aplicação da carga horizontal (elementos B e C da Figura 3.8). Apresentam-se os gráficos da carga horizontal *versus* o deslocamento da secção de aplicação da mesma, para cada modelo (Gráficos 4.3), a partir dos quais se determinaram os valores experimentais da carga máxima.

No Quadro 4.4 e no Gráfico 4.4, confrontam-se os valores analíticos da carga máxima, assumindo não aderência entre o reforço e o pilar original e admitindo monolitismo da secção, com os valores experimentais da carga máxima, para cada um dos modelos, bem como o respectivo erro.

O erro relativo entre os valores experimental e teórico, assumindo monolitismo da secção, varia entre -1,9 % e +6,7 %, à excepção dos modelos M2G1 e M5G1, o que se pode considerar um bom resultado. Para o modelo M5G1, o erro relativo é de -16,7 % o que é significativamente pior. De notar que o traçado da curva força horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma deste modelo (Gráfico 4.3e) é qualitativamente diferente do traçado das curvas dos outros modelos, o que faz com que se considere com bastante reserva o resultado deste ensaio. Este assunto é novamente abordado no ponto 5.6. O erro relativo entre os valores experimental e teórico, admitindo não aderência entre o reforço e o pilar original, varia entre -15,4 % e -28,1 %, para os mesmos modelos. Confirma-se a conclusão expressa em 4.3.1 de **não haver escorregamento entre o pilar e o reforço em todos os modelos à excepção de M2G1.**

Relativamente ao modelo M2G1, a confrontação dos resultados experimental e analíticos, confirmam **não se ter obtido totalmente, neste modelo, a pretendida não aderência.**

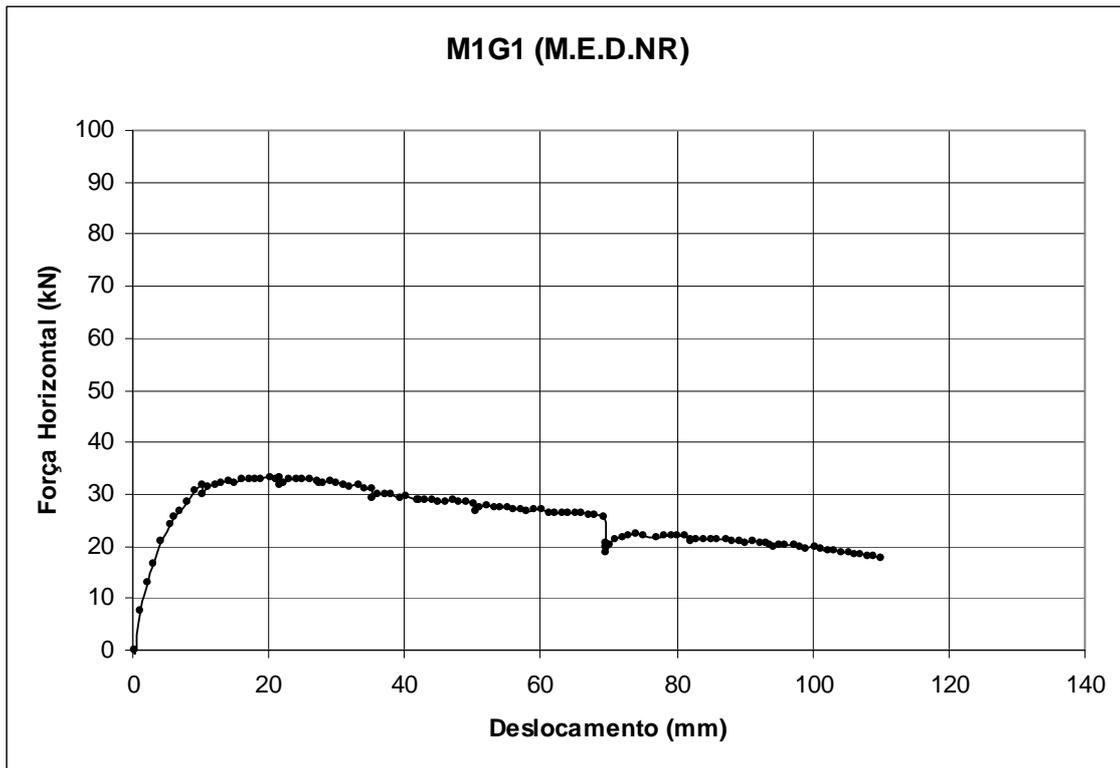


Gráfico 4.3 (a) - Carga horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma do modelo M1G1.

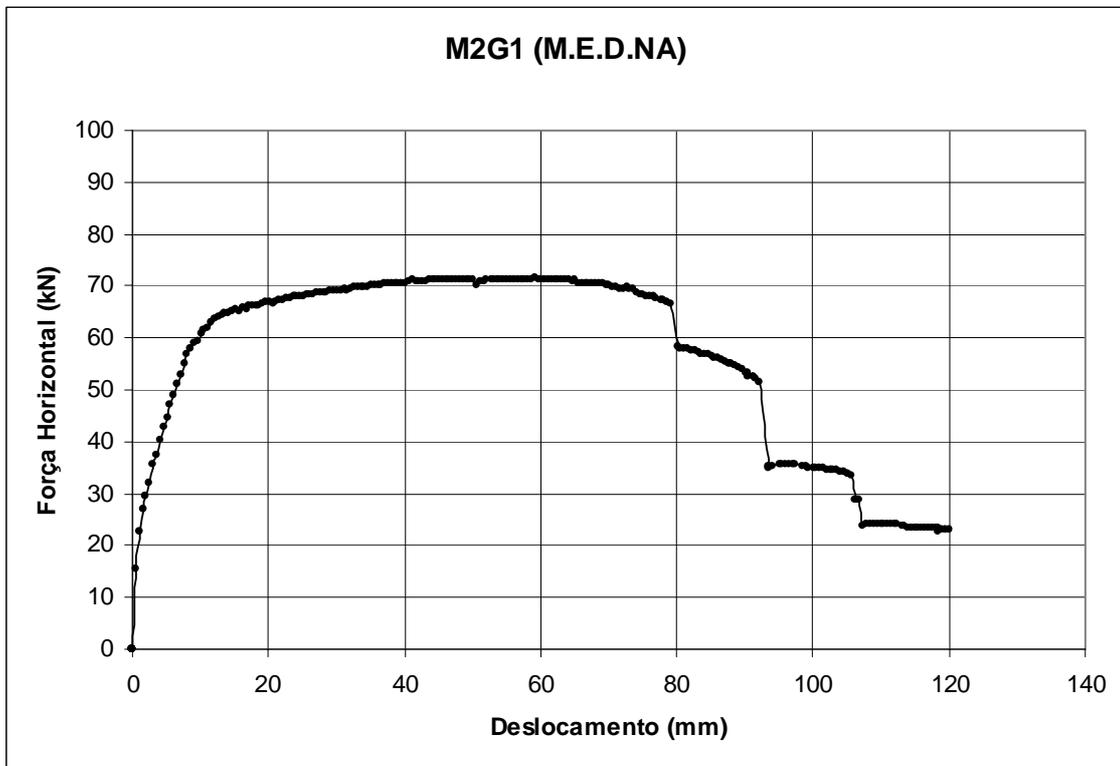


Gráfico 4.3 (b) - Carga horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma do modelo M2G1.

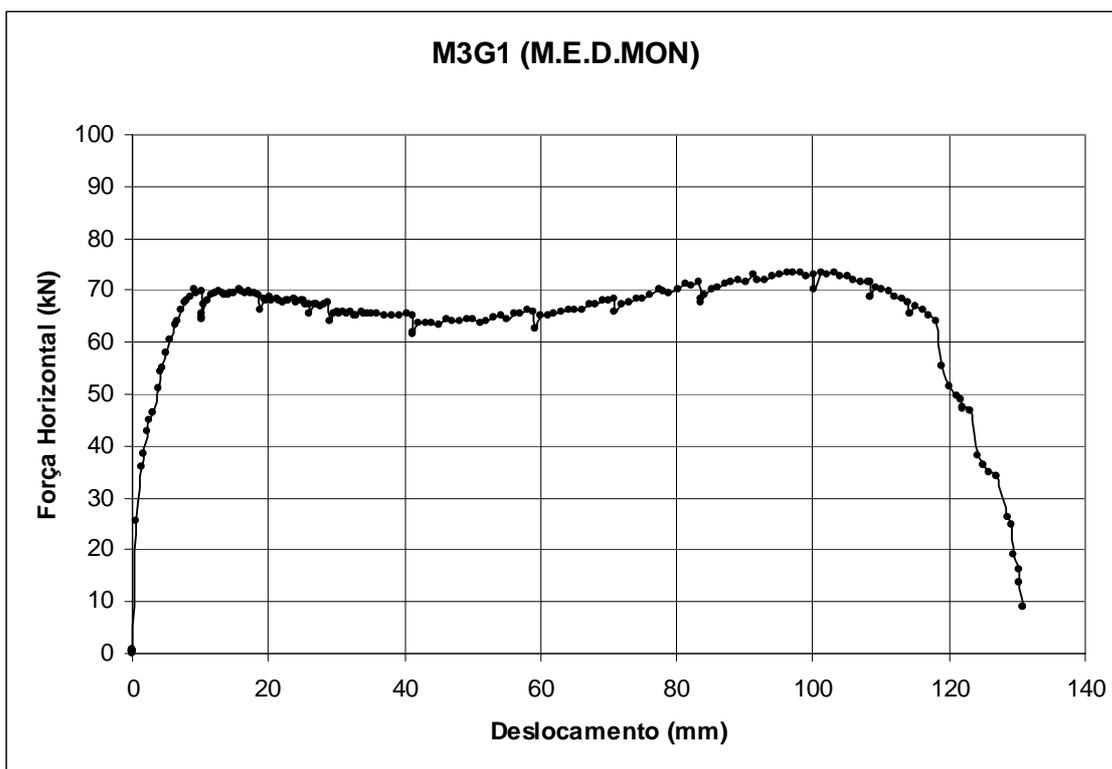


Gráfico 4.3 (c) - Carga horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma do modelo M3G1.

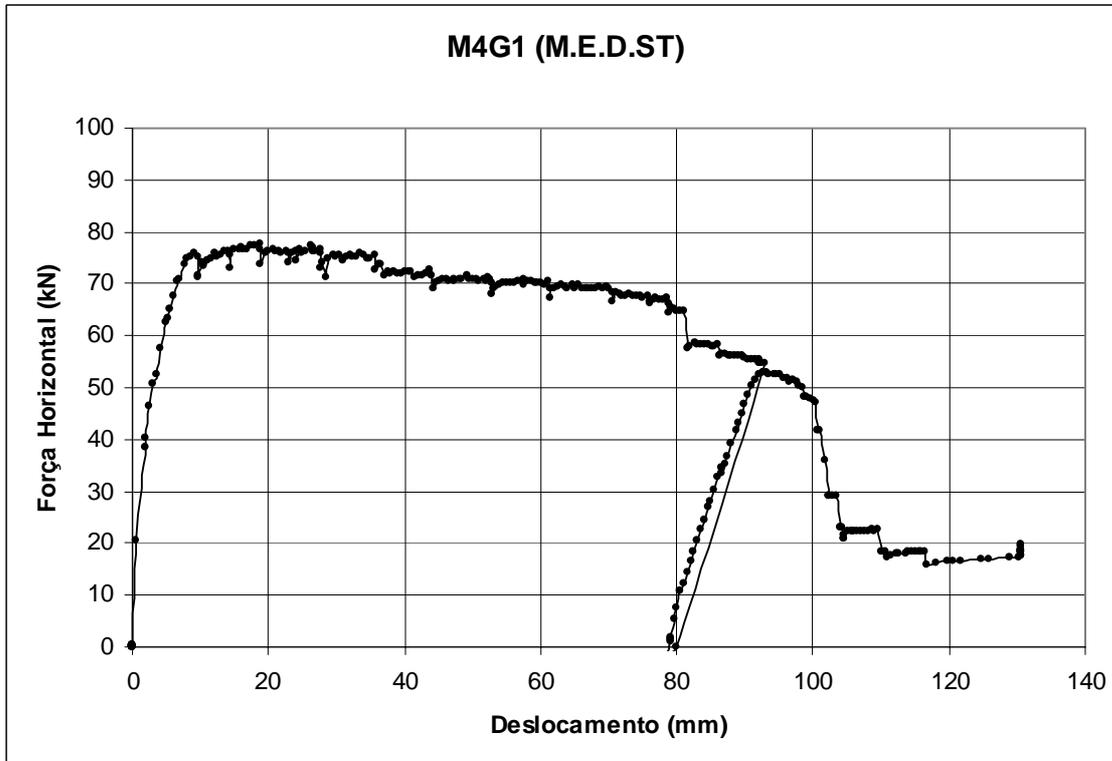


Gráfico 4.3 (d) - Carga horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma do modelo M4G1.

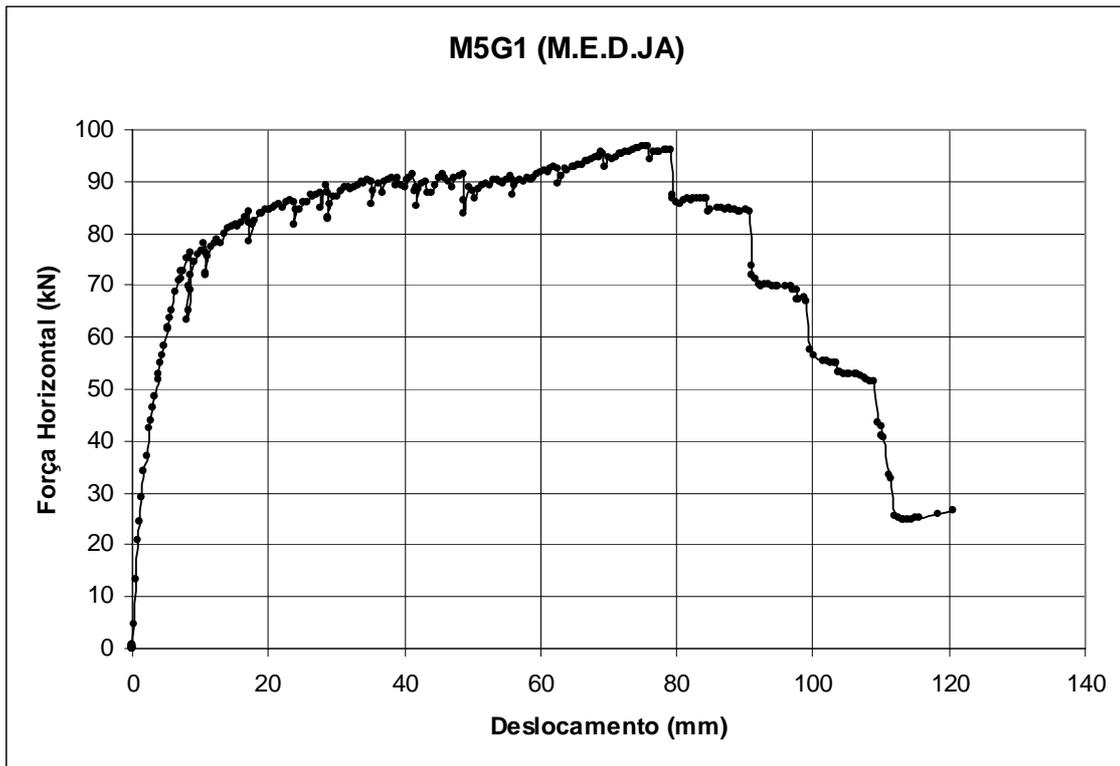


Gráfico 4.3 (e) - Carga horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma do modelo M5G1.

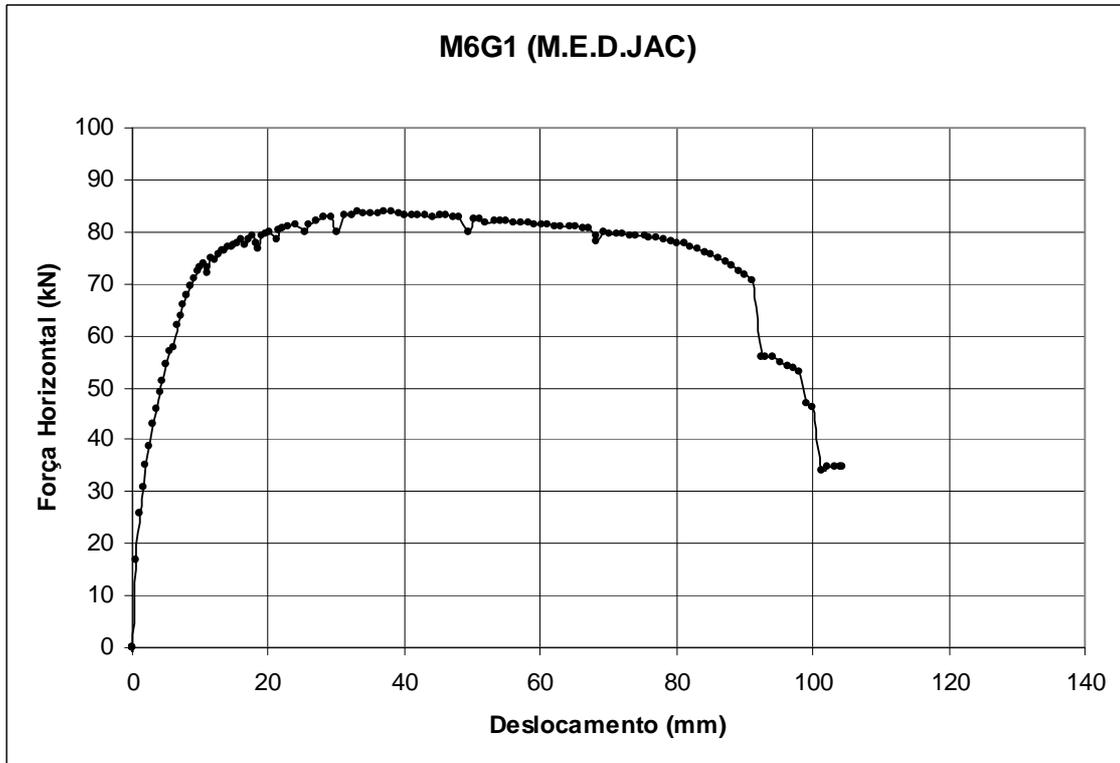
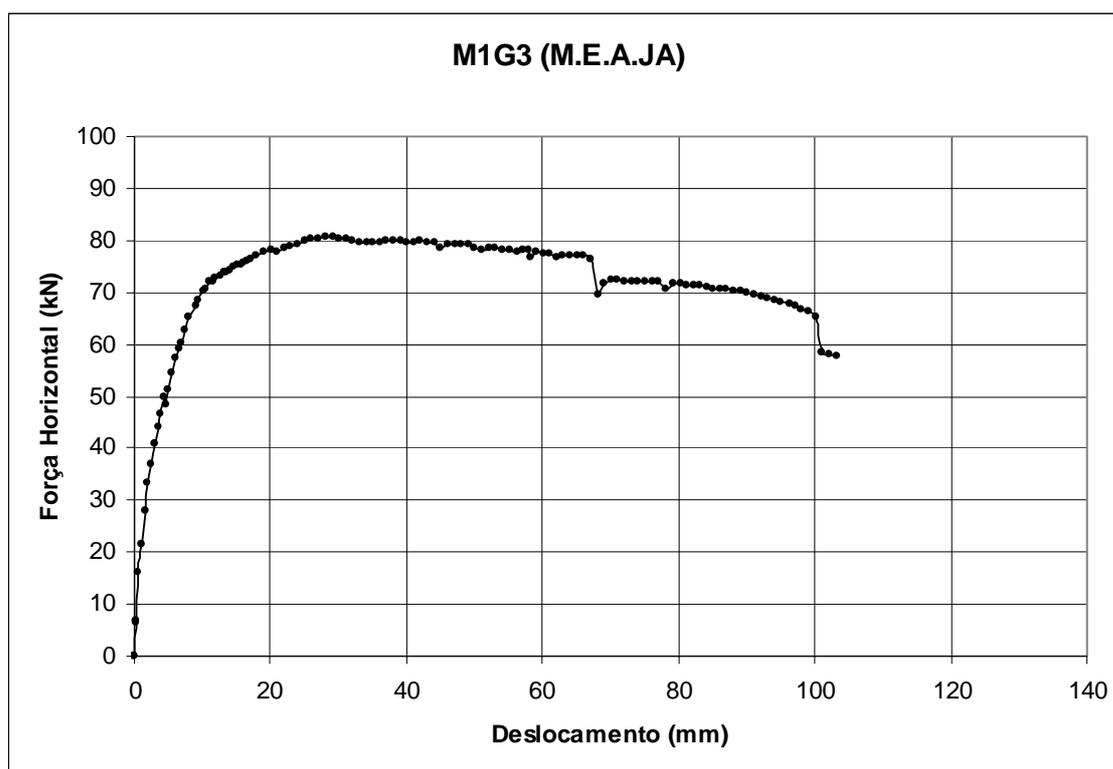


Gráfico 4.3 (f) - Carga horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma do modelo M6G1.

Gráfico 4.3 (g) - Carga horizontal *versus* deslocamento da seção de aplicação da mesma do modelo M1G3.

Modelo	Experimental		Analítico		erro	
	N_{max} [kN]	F_{max} [kN]	$F_{max,na}$ [kN]	$F_{max,mon}$ [kN]	$erro_{na}$ [%]	$erro_{mon}$ [%]
M1G1	175,7	33,3	-	33,0	-	-0,9
M2G1	173,5	71,5	64,8	82,0	-10,3	+12,8
M3G1	173,2	73,5	63,7	74,9	-15,4	+1,9
M4G1	177,6	77,5	65,5	83,1	-18,3	+6,7
M5G1	175,6	96,9	65,5	83,0	-47,9	-16,7
M6G1	174,7	83,8	65,4	82,9	-28,1	-1,1
M1G3	175,6	80,7	64,6	82,0	-24,9	+1,6

Quadro 4.4 - Confrontação dos resultados analíticos com os resultados experimentais da força máxima dos modelos submetidos a ensaios lentos monotônicos.

LEGENDA

N_{max} - valor medido do esforço axial, correspondente ao valor máximo medido da carga horizontal.

F_{max} - valor máximo medido da carga horizontal.

$F_{max,na}$ - valor teórico da carga máxima, admitindo não aderência entre o reforço e o pilar.

$F_{max,mon}$ - valor teórico da carga máxima, admitindo comportamento monolítico do modelo.

$erro = (F_{max,an} - F_{max}) / F_{max,an} \times 100\%$, com $F_{max,an}$ o valor analítico e F_{max} o valor experimental, da carga máxima.

$erro_{na}$ - erro entre o resultado experimental e o resultado analítico considerando não aderência entre o reforço e o pilar.

$erro_{mon}$ - erro entre o resultado experimental e o resultado analítico considerando comportamento monolítico do modelo.

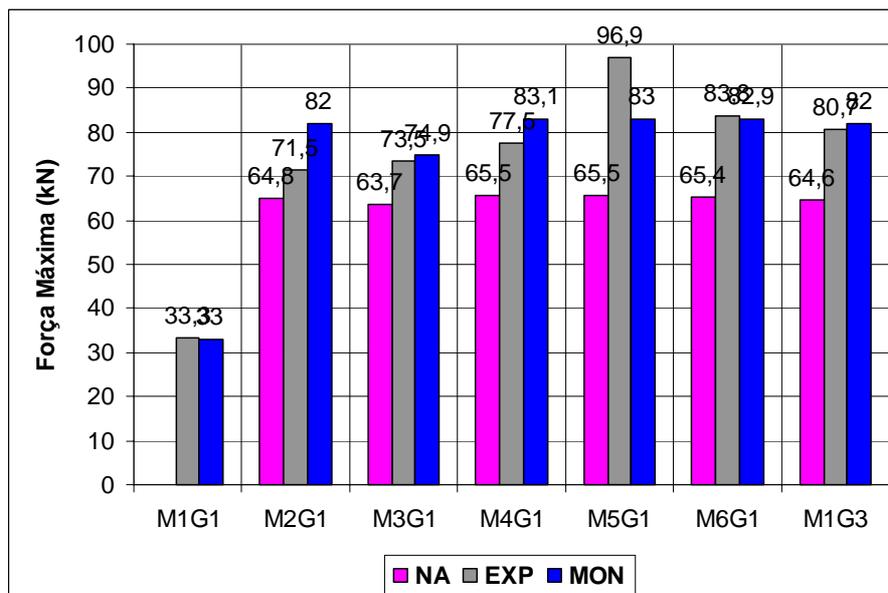


Gráfico 4.4 - Valores experimentais e analíticos da força máxima para cada um dos modelos.

LEGENDA

NA - valor analítico da carga de cedência admitindo não aderência entre o reforço e o pilar (limite inferior).

EXP - valor experimental da carga de cedência.

MON - valor analítico da carga de cedência admitindo comportamento monolítico do modelo (limite superior).

No Quadro 4.5, encontram-se sintetizados os valores experimentais do esforço axial, da força horizontal e do deslocamento, correspondentes à carga de cedência e à carga máxima, para cada um dos modelos referidos, bem como as respectivas relações entre as forças horizontais e os deslocamentos.

A relação entre a carga de cedência e a carga máxima varia entre 1,10 e 1,32 à excepção do modelo M5G1 em que esse valor é 1,50.

A relação entre o deslocamento de cedência e o deslocamento máximo varia entre 2,3 e 4,3 à excepção dos modelos M2G1, M3G1 e M5G1. No primeiro caso, em que a relação é de 7,0, tal facto não parece significativo uma vez que a curva apresenta um grande patamar em que o valor da carga praticamente não varia. Já nos outros dois casos, em que os valores são, respectivamente, 13,7 e 13,3, os traçados das curvas força horizontal *versus* deslocamento destes modelos são qualitativamente diferentes do traçado das curvas dos outros modelos.

Modelo	Carga de Cedência			Carga Máxima			Relações	
	N_y [kN]	F_y [kN]	δ_y [mm]	N_{max} [kN]	F_{max} [kN]	δ_{max} [mm]	F_{max} / F_y	δ_{max} / δ_y
M1G1	168,9	29,9	8,8	175,7	33,3	20,2	1,11	2,3
M2G1	172,5	57,5	8,4	173,5	71,5	59,1	1,24	7,0
M3G1	173,2	66,8	7,4	173,2	73,5	101,2	1,10	13,7
M4G1	170,8	66,2	5,7	177,6	77,5	18,7	1,17	3,3
M5G1	170,9	64,5	5,6	175,6	96,9	75,0	1,50	13,3
M6G1	171,6	66,7	7,8	174,7	83,8	33,0	1,26	4,3
M1G3	170,5	61,1	7,1	175,6	80,7	29,2	1,32	4,1

Quadro 4.5 - Confrontação dos resultados experimentais da força de cedência, da força máxima e respectivos deslocamentos dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos.

LEGENDA

N_y - valor medido do esforço axial instalado, quando se atingiu o valor experimental da carga de cedência.

N_{max} - valor medido do esforço axial instalado, quando se atingiu o valor experimental da carga máxima.

F_y - valor experimental da carga de cedência.

F_{max} - valor experimental da carga máxima.

δ_y - valor experimental do deslocamento de cedência.

δ_{max} - valor experimental do deslocamento correspondente à carga máxima.

4.4.2 Carga Última

Outro parâmetro considerado na comparação do comportamento dos sete modelos sujeitos a ensaios lentos monotónicos foi a carga última e o respectivo deslocamento.

A determinação do valor da carga última foi realizada com base nas curvas carga horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma (Gráficos 4.3), tendo-se considerado o ponto correspondente à rotura de pelo menos um dos varões da armadura longitudinal do modelo, no caso do pilar não reforçado, ou de pelo menos um dos varões da armadura longitudinal do reforço, no caso dos modelos reforçados.

Encontram-se sintetizados, no Quadro 4.6, os valores do esforço axial, da carga horizontal e do deslocamento correspondente, para as situações de carga de cedência e de carga última, para cada um dos sete modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos.

De notar que a relação entre a carga última e a carga de cedência varia entre 0,86 e 1,25 à excepção do modelo M5G1 em que é 1,47.

4.4 Determinação das Cargas Máxima e Última e Respetivos Deslocamentos

Modelo	Carga de Cedência			Carga Última			Relações	
	N_y [kN]	F_y [kN]	δ_y [mm]	N_u [kN]	F_u [kN]	δ_u [mm]	F_u / F_y	δ_u / δ_y
M1G1	168,9	29,9	8,8	175,4	25,8	69,2	0,86	7,9
M2G1	172,5	57,5	8,4	175,1	66,4	79,1	1,15	9,4
M3G1	173,2	66,8	7,4	173,4	64,2	118,1	0,96	16,0
M4G1	170,8	66,2	5,7	168,9	64,7	81,0	0,98	14,2
M5G1	170,9	64,5	5,6	172,5	95,9	79,0	1,47	14,1
M6G1	171,6	66,7	7,8	172,0	70,6	91,0	1,06	11,7
M1G3	170,5	61,1	7,1	177,2	76,3	67,0	1,25	9,4

Quadro 4.6 - Confrontação dos resultados experimentais da força de cedência, da força última e respectivos deslocamentos dos modelos submetidos a ensaios lentos monotônicos.

LEGENDA

N_y , F_y e δ_y - grandezas com o mesmo significado que no Quadro 4.5.

N_u - valor medido do esforço axial instalado, quando se atingiu o valor experimental da carga última.

F_u - valor experimental da carga última.

δ_u - valor experimental do deslocamento correspondente à carga última.

4.5 Determinação da Rigidez Inicial e da Rigidez Secante

4.5.1 Rigidez Inicial

A determinação da rigidez inicial de cada um dos referidos modelos foi realizada a partir das curvas força horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma (Gráficos 4.3). O troço do gráfico desde o ponto (0,0) até ao ponto (δ_y, F_y) , foi aproximado por um polinómio interpolador. A partir da equação da referida curva de interpolação determinou-se a tangente na origem que se considerou ser a rigidez inicial do modelo em questão.

Indicam-se, no Quadro 4.7: (1) as equações dos polinómios interpoladores; (2) o quadrado do valor do coeficiente de correlação, R^2 , e (3) o valor da rigidez inicial de cada um dos modelos, K_i .

Apresentam-se nos Gráficos 4.5, para cada um dos sete modelos: (1) a curva força horizontal *versus* o deslocamento da secção de aplicação da mesma desde o ponto (0,0) até ao ponto (δ_u, F_u) ; (2) a representação do polinómio interpolador da referida curva entre o ponto (0,0) e o ponto (δ_y, F_y) e (3) a representação da recta tangente na origem ao referido polinómio de interpolação, cuja inclinação se considerou ser a rigidez inicial do modelo analisado.

Apresentam-se ainda, no Gráfico 4.6, os valores calculados da rigidez inicial de cada modelo.

Modelo	Equação do Polinómio Interpolador	R^2	K_i [kN/m]
M1G1	$F = 7,7993069 \times 10^{-3} \times \delta^4 - 1,058440169 \times 10^{-1} \times \delta^3 + 1,48731611 \times 10^{-2} \times \delta^2 + 6,2426554428 \times \delta$	0,9927	$6,243 \times 10^3$
M2G1	$F = - 2,9709643 \times 10^{-3} \times \delta^6 + 8,66659766 \times 10^{-2} \times \delta^5 - 1,0001264600 \times \delta^4 + 5,8213398101 \times \delta^3 - 18,1903437235 \times \delta^2 + 34,4419489789 \times \delta$	1,0000	$34,442 \times 10^3$
M3G1	$F = 1,15149222 \times 10^{-2} \times \delta^5 - 3,228069570 \times 10^{-1} \times \delta^4 + 3,3862819296 \times \delta^3 - 16,6896093194 \times \delta^2 + 43,3841674323 \times \delta$	0,9927	$43,384 \times 10^3$
M4G1	$F = 2,062575446 \times 10^{-1} \times \delta^3 - 3,6676965913 \times \delta^2 + 25,7694460254 \times \delta$	0,9915	$25,769 \times 10^3$
M5G1	$F = 1,96219096 \times 10^{-2} \times \delta^6 - 3,476186057 \times 10^{-2} \times \delta^5 + 2,2471125083 \times \delta^4 - 5,9524849679 \times \delta^3 + 2,2453616200 \times \delta^2 + 24,7382591423 \times \delta$	0,9999	$24,738 \times 10^3$
M6G1	$F = - 3,2220199 \times 10^{-3} \times \delta^6 + 8,80558145 \times 10^{-2} \times \delta^5 - 9,585964312 \times 10^{-1} \times \delta^4 + 5,3738659660 \times \delta^3 - 17,0245737036 \times \delta^2 + 6,4286571689 \times \delta$	0,9995	$36,429 \times 10^3$
M1G3	$F = - 4,69627576 \times 10^{-2} \times \delta^4 + 9,118560602 \times 10^{-1} \times \delta^3 - 6,6118592558 \times \delta^2 + 26,4279134212 \times \delta$	0,9994	$26,428 \times 10^3$

Quadro 4.7 - Polinómios interpoladores das curvas carga horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma, desde o ponto inicial até ao ponto correspondente à cedência das armaduras.

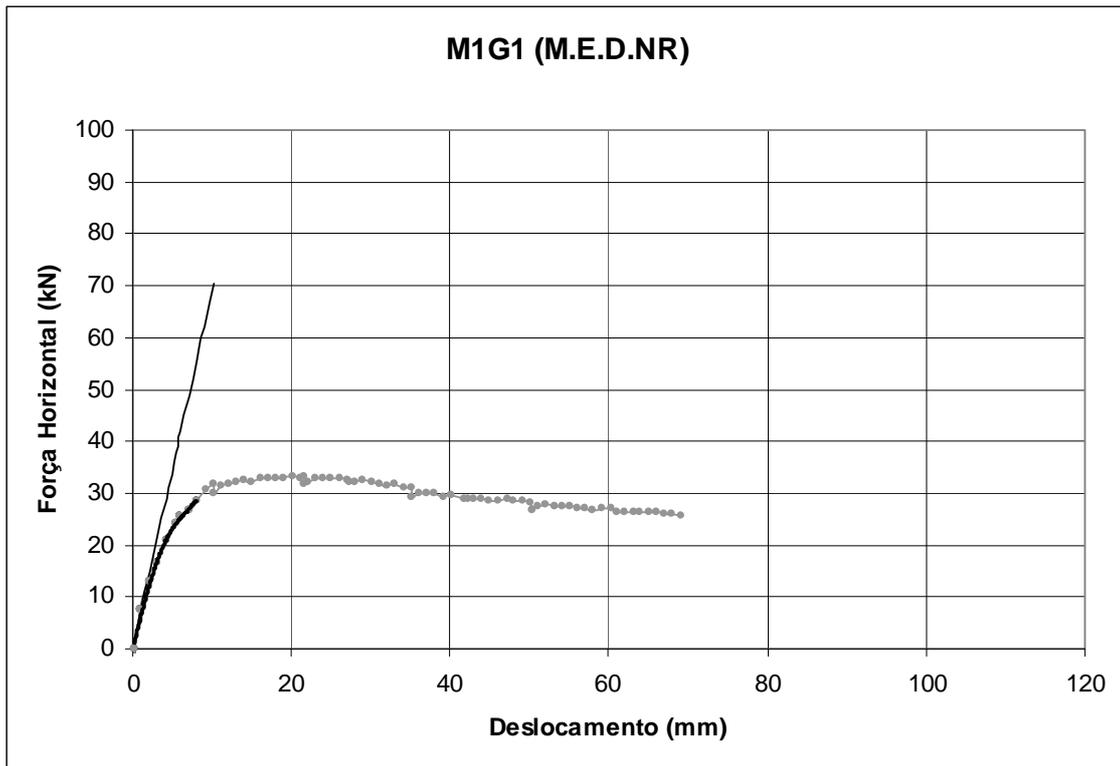


Gráfico 4.5 (a) - Rigidez inicial do modelo M1G1.

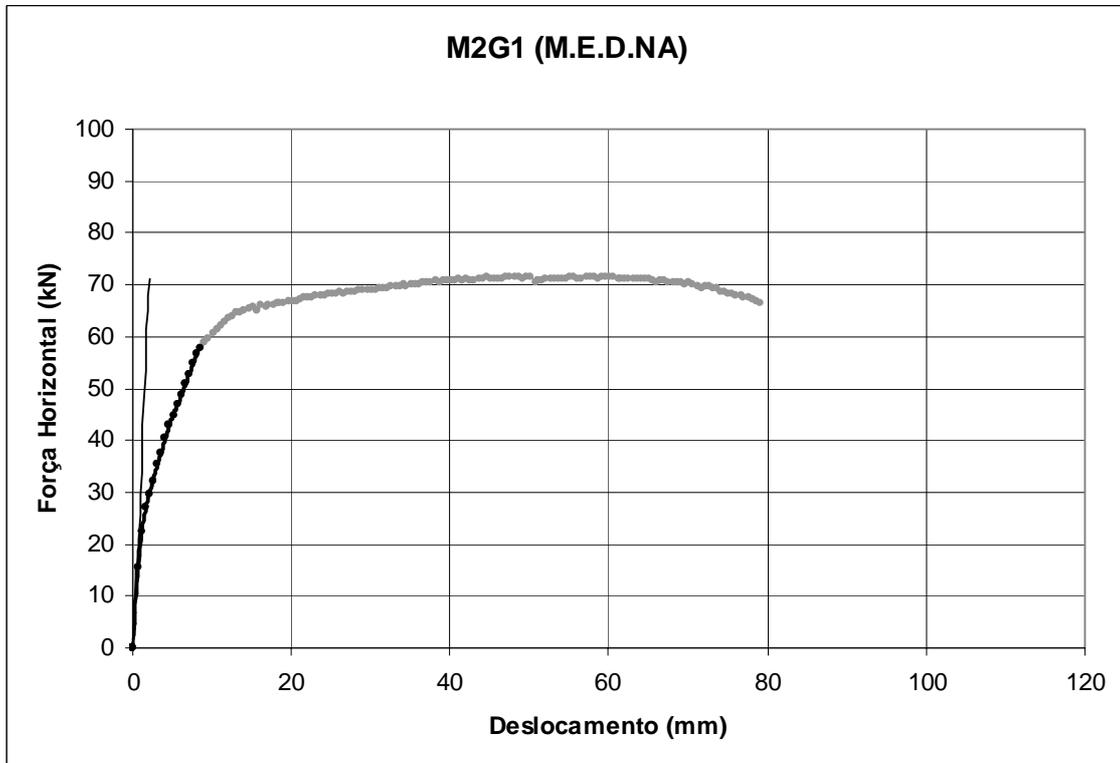


Gráfico 4.5 (b) - Rigidez inicial do modelo M2G1.

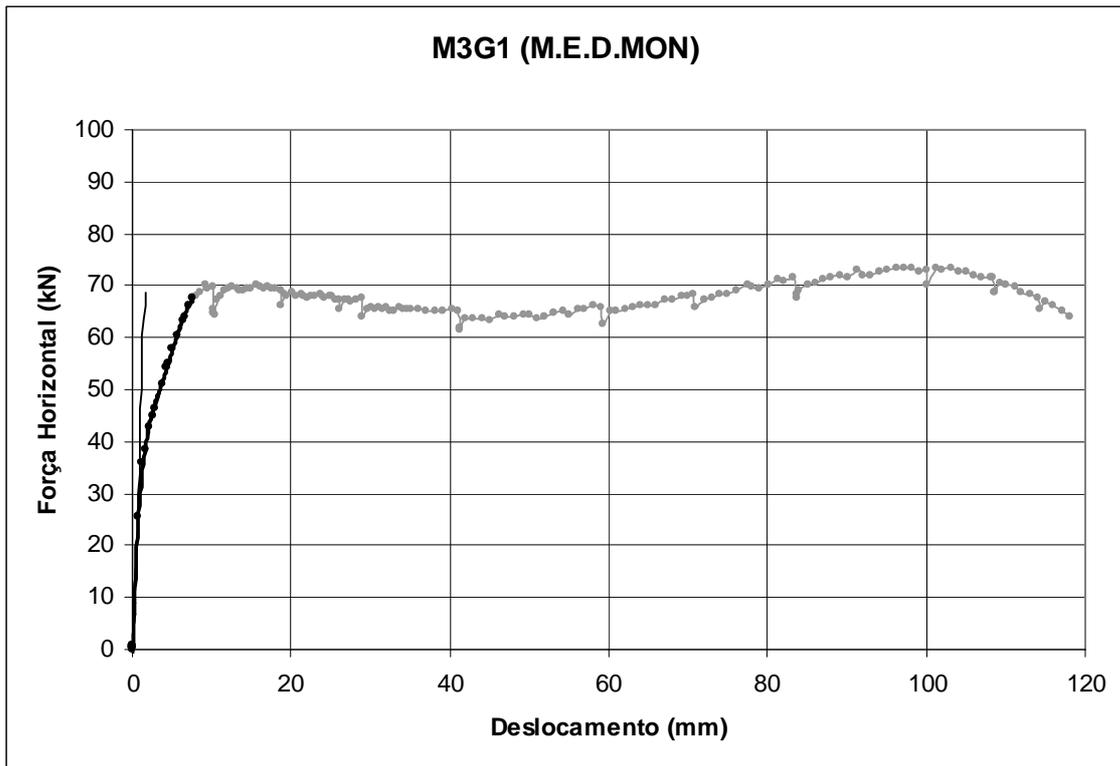


Gráfico 4.5 (c) - Rigidez inicial do modelo M3G1.

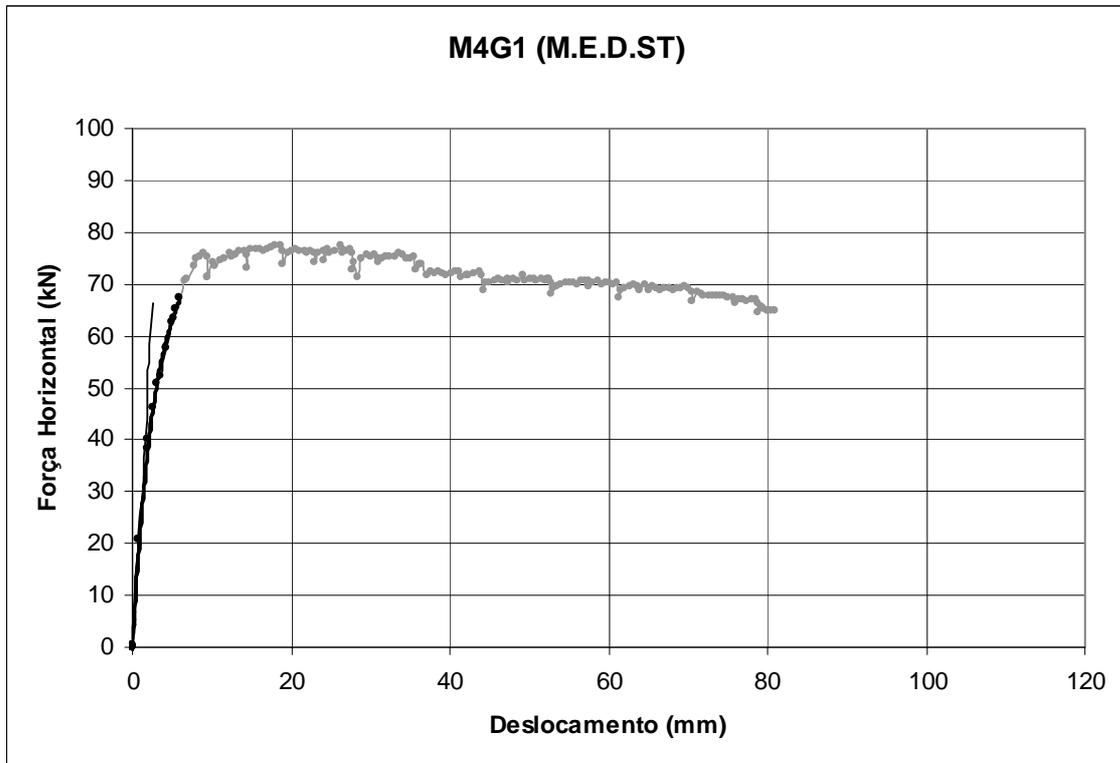


Gráfico 4.5 (d) - Rigidez inicial do modelo M4G1.

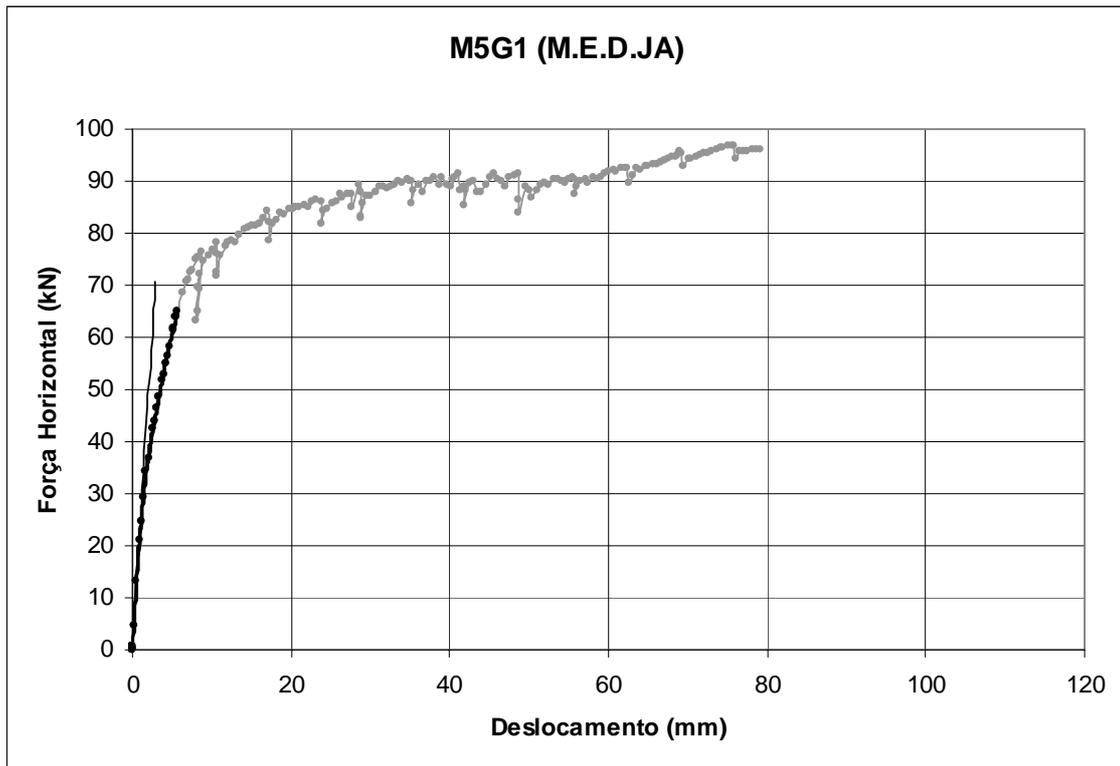


Gráfico 4.5 (e) - Rigidez inicial do modelo M5G1.

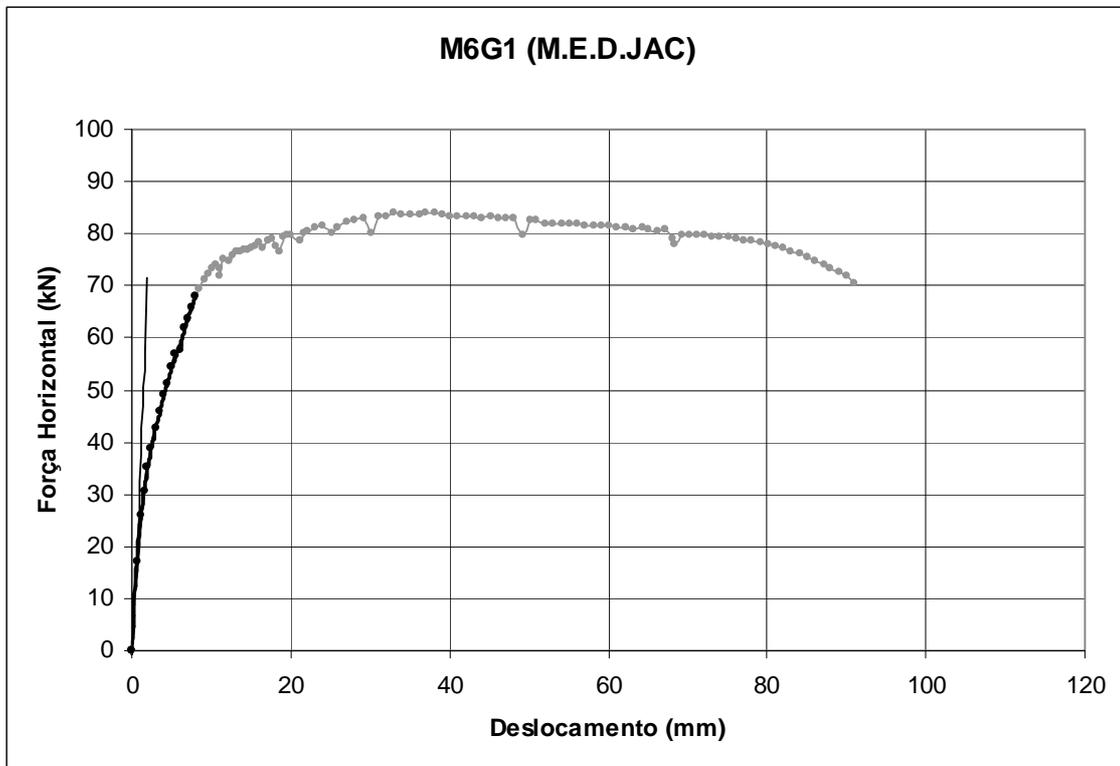


Gráfico 4.5 (f) - Rigidez inicial do modelo M6G1.

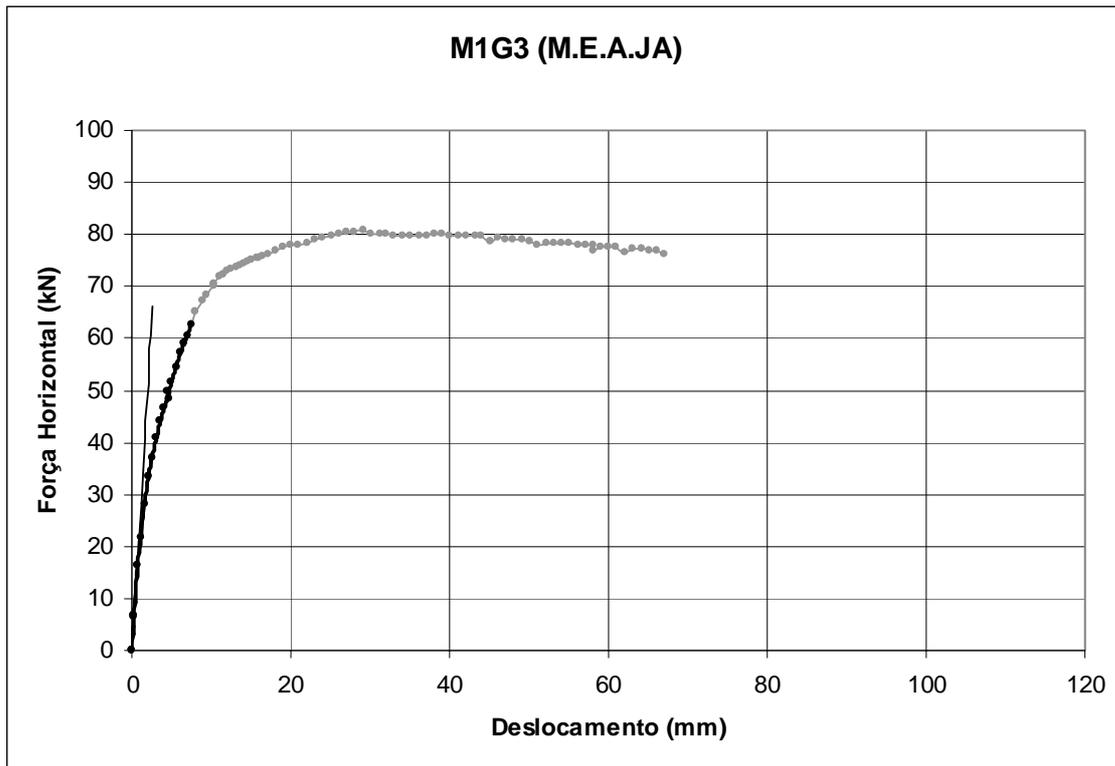


Gráfico 4.5 (g) - Rigidez inicial do modelo M1G3.

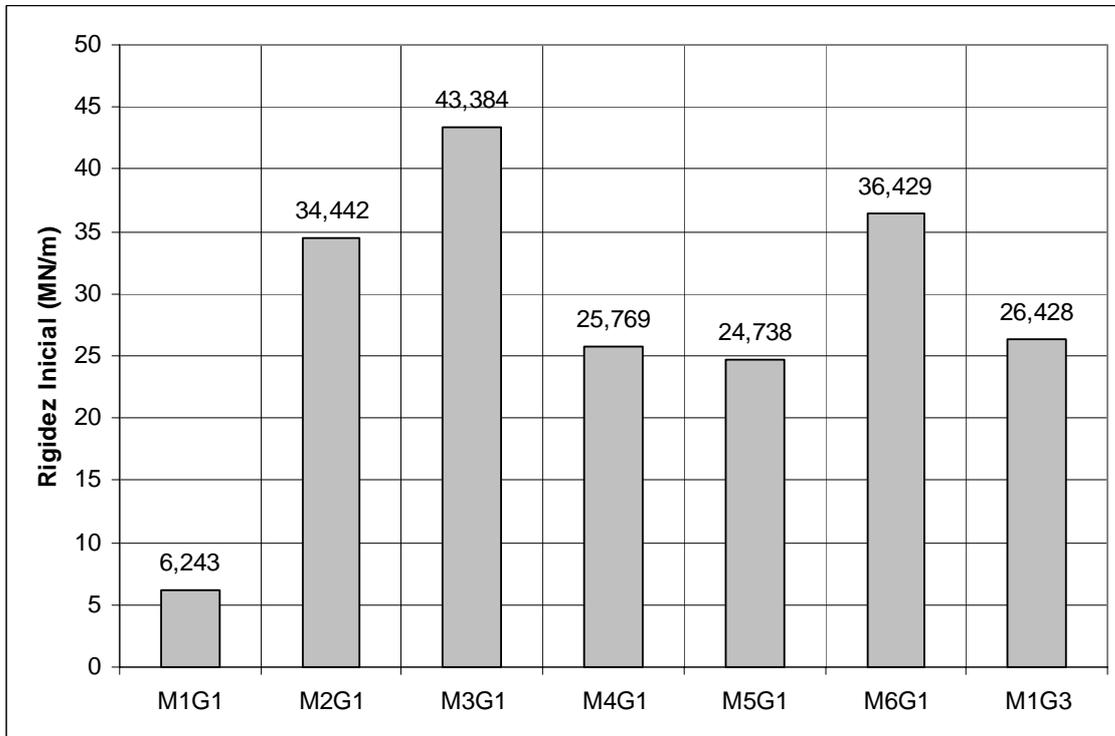


Gráfico 4.6 - Valor calculado da rigidez inicial de cada um dos modelos.

4.5.2 Rigidez Secante

A rigidez secante foi determinada dividindo o valor experimental da carga de cedência pelo valor experimental do deslocamento de cedência (indicados no Quadro 4.3). No Gráfico 4.7, apresentam-se os valores calculados da rigidez secante de cada modelo.

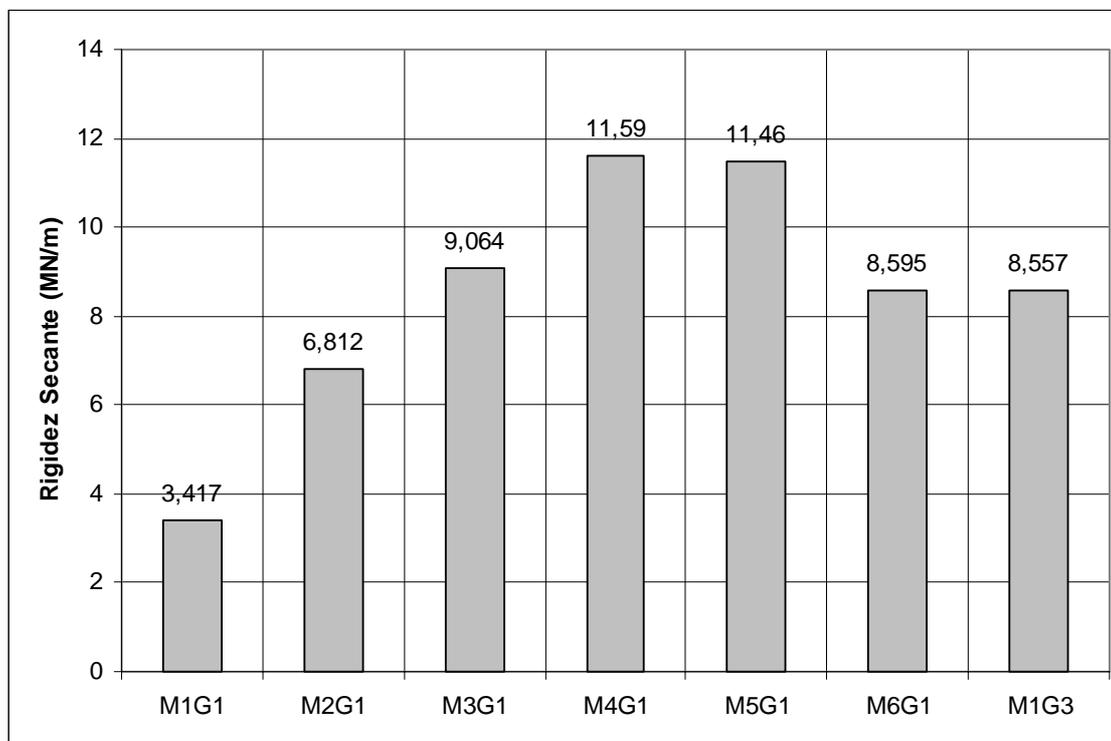


Gráfico 4.7 - Valor calculado da rigidez secante de cada um dos modelos.

Como a diferença entre os valores calculados da rigidez inicial dos diferentes modelos (Gráfico 4.6) não faz muito sentido, a única conclusão válida que se pode tirar é o facto de os modelos reforçados terem uma rigidez inicial bastante superior à do modelo não reforçado.

Relativamente à rigidez secante, parece legítimo tirar conclusões qualitativas e afirmar que o pilar não reforçado (M1G1) é menos rígido que o pilar com o reforço não aderente (M2G1) e que este por sua vez é menos rígido que os pilares com o reforço aderente (M3G1 a M6G1 e M1G3).

4.6 Comparação do Comportamento Global dos Modelos

Atendendo a que não se verificou fissuração entre o pilar original e o reforço nos modelos M4G1, M5G1 e M6G1, teoricamente seria de esperar que o resultado dos ensaios fossem idênticos, uma vez que a única diferença entre eles foi o método com que a superfície da interface foi preparada. Já no caso do ensaio do modelo M3G1 seria natural esperar alguma diferença relativamente aos ensaios dos três modelos referidos, devido ao facto de se tratar do modelo monolítico, em que o betão do reforço é o mesmo que o betão do pilar original, e devido ao facto da geometria do modelo ser diferente como consequência das alterações ao projecto inicial descritas e justificadas no ponto 3.4.2.

Tendo em conta as considerações do parágrafo anterior e ainda o facto de existir um traçado qualitativo, comum às curvas força horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma, resultantes dos ensaios dos modelos M1G1, M2G1, M6G1 e M1G3, do qual se desviam as curvas dos modelos M4G1 e M5G1, optou-se por considerar apenas os modelos M1G1, M2G1, M6G1 e M1G3 na análise comparada do comportamento global dos modelos que a seguir se descreve.

Comparando o comportamento dos modelos M1G1, M2G1 e M6G1 (Gráfico 4.8) é óbvio que:

- (1) **a resistência dos modelos reforçados é bastante superior à do modelo não reforçado.**
- (2) **a resistência do modelo com o reforço aderente é superior à resistência do modelo com o reforço não aderente** sendo, contudo, pouco significativa.
- (3) **a rigidez inicial e a rigidez secante dos modelos reforçados são bastante superiores às do modelo não reforçado.**
- (4) **a rigidez inicial do modelo com reforço aderente é sensivelmente igual à rigidez inicial do modelo com o reforço não aderente.**
- (5) **a rigidez secante do modelo com reforço aderente é ligeiramente superior à rigidez secante do modelo com o reforço não aderente.**

Comparando o comportamento dos modelos M6G1 e M1G3 (Gráfico 4.9) é imediato que **o facto da operação de reforço do pilar ser realizada depois da aplicação do esforço axial**, situação mais comum na prática, em vez de ser realizada antes da aplicação do mesmo, como no caso dos ensaios, **não tem influência relevante no resultado dos ensaios**, legitimando a extrapolação destes para as situações reais.

Decidiu-se considerar igualmente gráficos simplificados força horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma dos quatro modelos referidos. Definiram-se gráficos bi-lineares, traduzindo um comportamento elástico linear seguido de um comportamento perfeitamente plástico. A rigidez do primeiro troço, rigidez equivalente, foi calculada como a média da rigidez

inicial e da rigidez secante sendo, esta última, o cociente entre a força de cedência e o respectivo deslocamento. O valor da força, correspondente ao segundo troço, força equivalente, foi determinado como a média entre a força máxima e a força última e o deslocamento máximo foi definido como o deslocamento último do modelo, encontrando-se resumidos todos esses valores no Quadro 4.8.

Apresentam-se os gráficos simplificados de cada um dos modelos (Gráficos 4.10), realizando-se as mesmas sobreposições (Gráficos 4.11) que nos gráficos reais (Gráficos 4.8 e 4.9), verificando-se os mesmos cinco pontos referidos anteriormente.

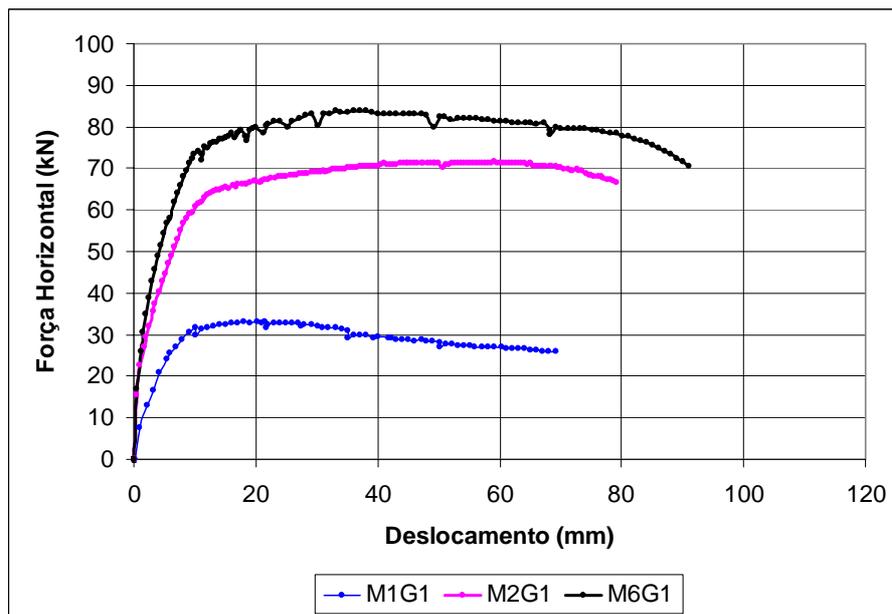


Gráfico 4.8 - Comparação do comportamento dos modelos M1G1, M2G1 e M6G1.

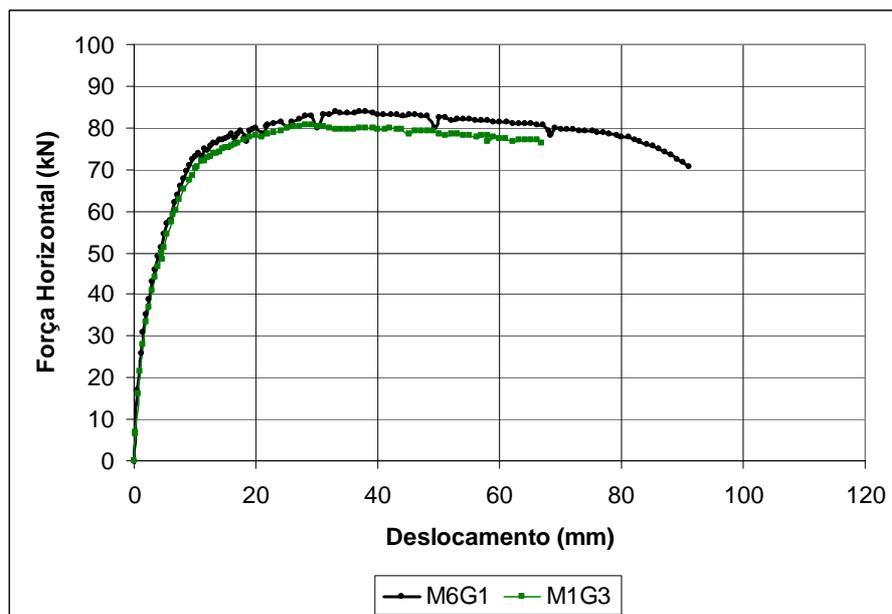


Gráfico 4.9 - Comparação do comportamento dos modelos M6G1 e M1G3.

4. Análise Experimental, Ensaios Lentos Monotônicos

Modelo	F_y [kN]	δ_y [mm]	K_s [MN/m]	K_i [MN/m]	K_e [MN/m]	F_{max} [kN]	F_u [kN]	F_e [kN]	δ_u [mm]
M1G1	29,9	8,8	3,398	6,243	4,821	33,3	25,8	29,6	69,2
M2G1	57,5	8,4	6,845	34,442	20,644	71,5	66,4	69,0	79,1
M6G1	66,7	7,8	8,551	36,429	22,490	83,8	70,6	77,2	91,0
M1G3	61,1	7,1	8,606	26,428	17,517	80,7	76,3	78,5	67,0

Quadro 4.8 - Parâmetros relativos às curvas simplificadas força horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma.

LEGENDA

F_y - valor experimental da carga de cedência.

δ_y - valor experimental do deslocamento de cedência.

K_s - rigidez secante - relação entre os valores experimentais da carga e do deslocamento de cedência.

K_i - rigidez inicial.

K_e - rigidez equivalente - média da rigidez inicial e da rigidez secante.

F_{max} - valor experimental da carga horizontal máxima.

F_u - valor experimental da carga horizontal última.

F_e - carga equivalente - média da carga horizontal máxima e da carga horizontal última.

δ_u - valor experimental do deslocamento último.

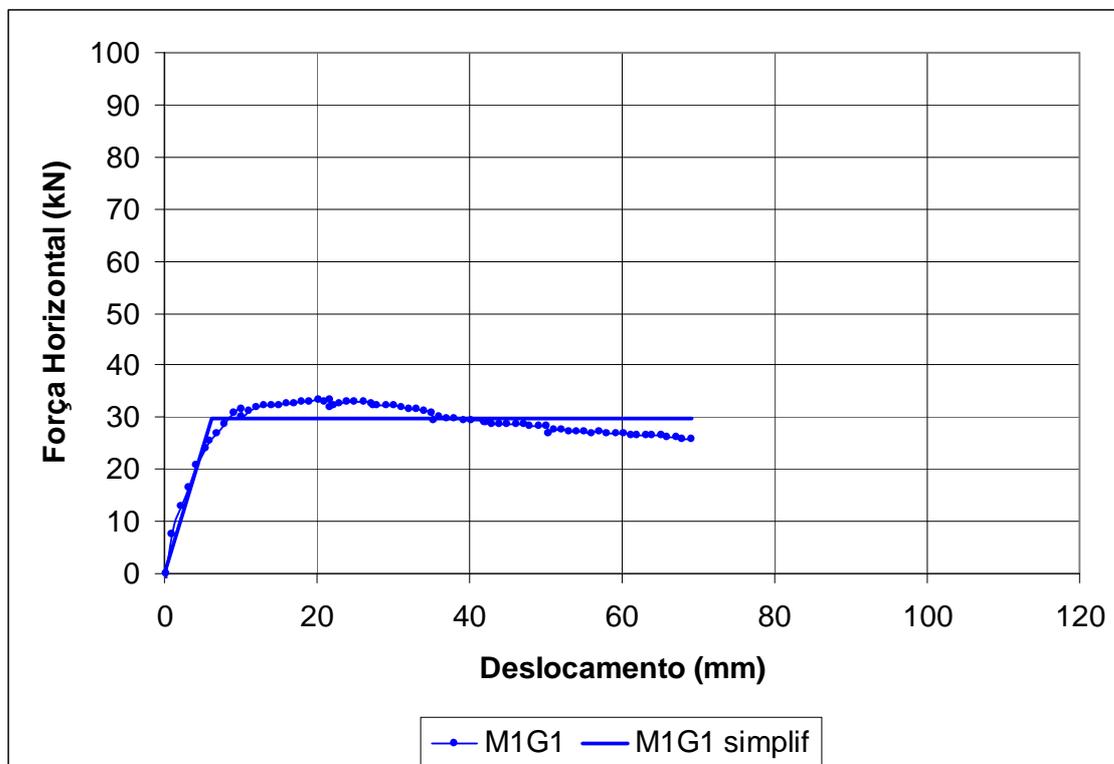


Gráfico 4.10 (a) - Comportamento real e comportamento simplificado do modelo M1G1.

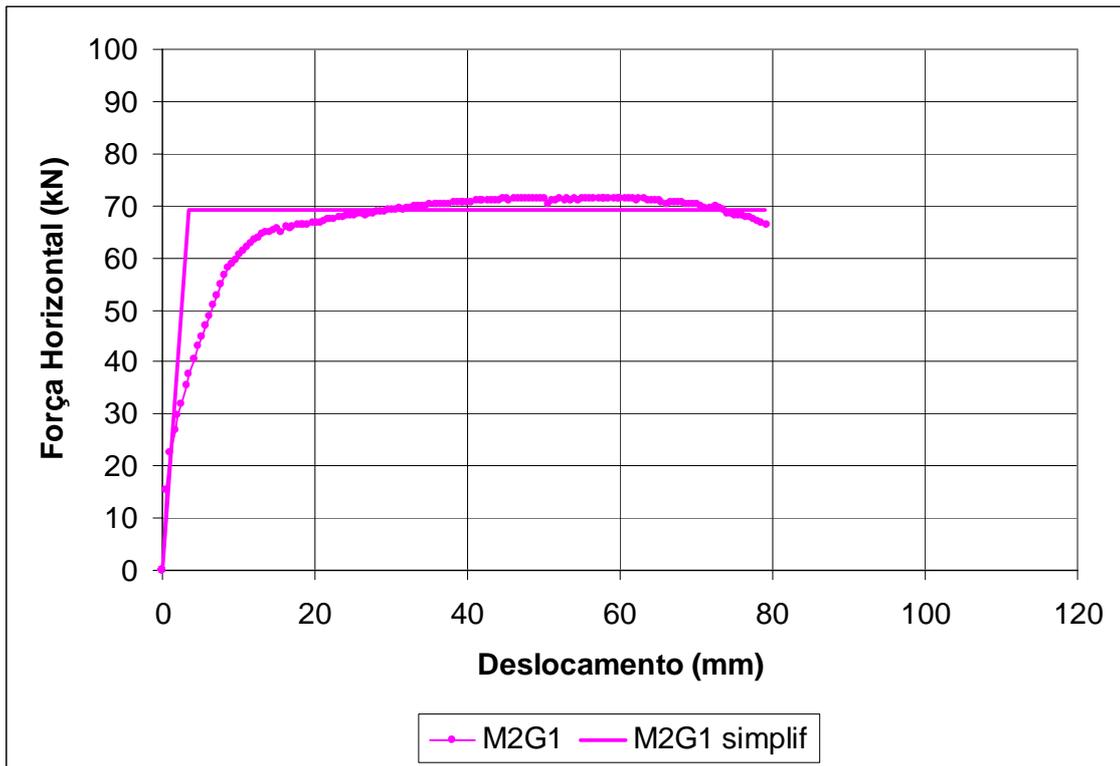


Gráfico 4.10 (b) - Comportamento real e comportamento simplificado do modelo M2G1.

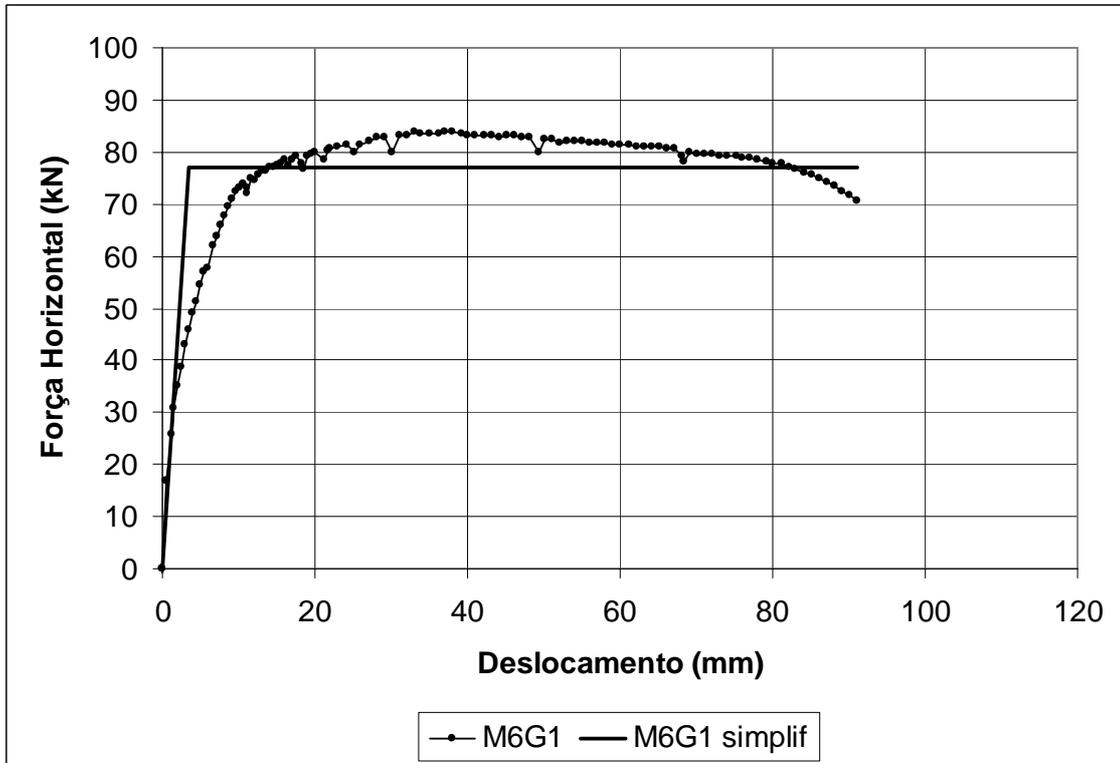


Gráfico 4.10 (c) - Comportamento real e comportamento simplificado do modelo M6G1.

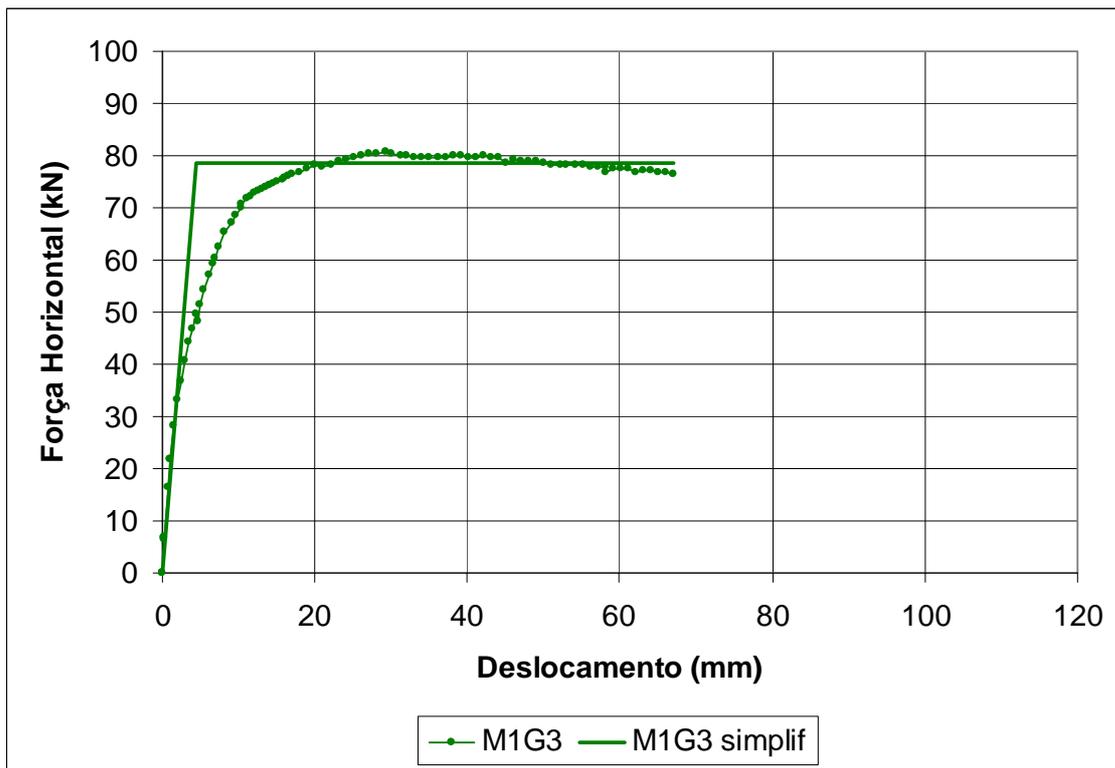


Gráfico 4.10 (d) - Comportamento real e comportamento simplificado do modelo M1G3.

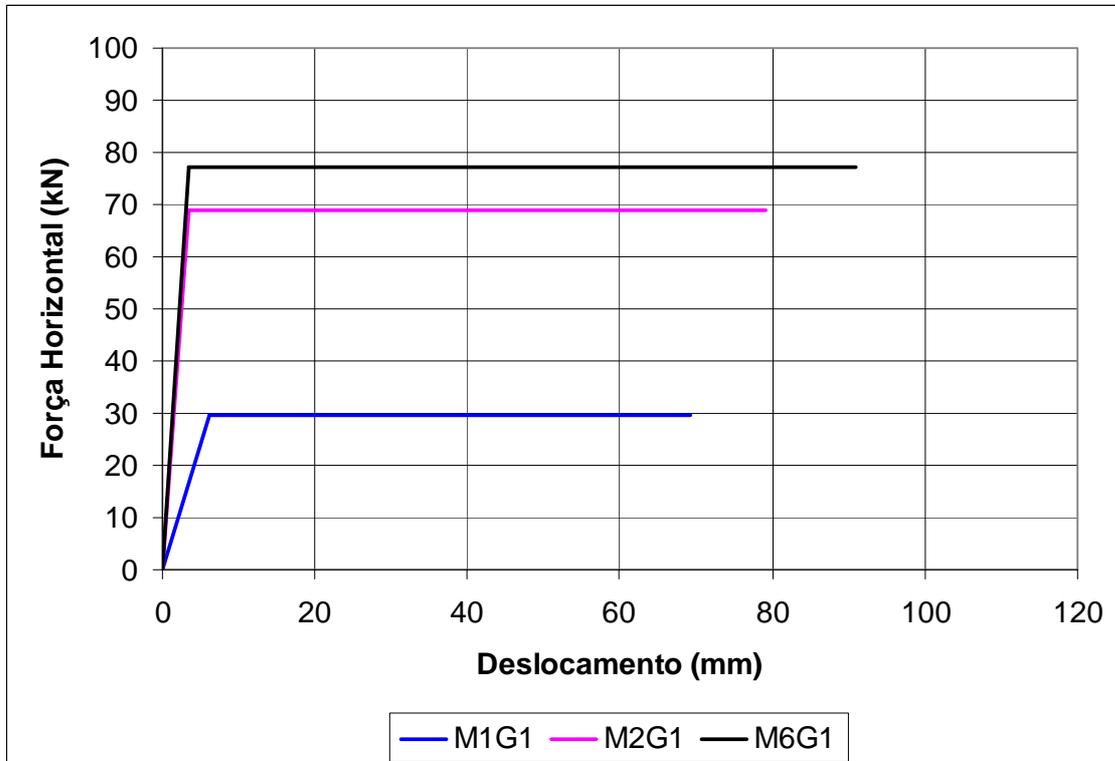


Gráfico 4.11 (a) - Comparação do comportamento simplificado dos modelos M1G1, M2G1 e M6G1.

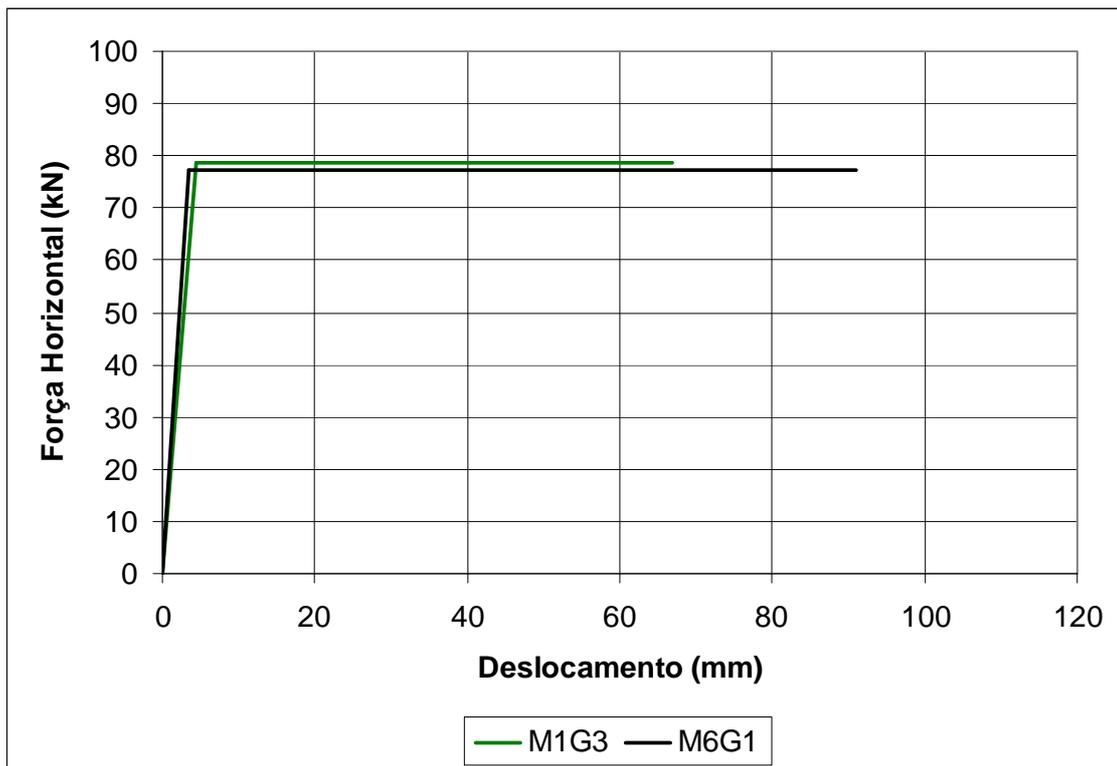


Gráfico 4.11 (b) - Comparação do comportamento simplificado dos modelos M6G1 e M1G3.

4.7 Verificação do Nível de Esforço Axial

Como já foi mencionado, o valor de projecto do esforço axial reduzido do pilar original foi fixado em 0,4, conduzindo ao valor do esforço axial de 170kN. Também já foi referida a dificuldade em manter estável este valor durante o decurso do ensaio, razão pela qual se optou por mantê-lo dentro do intervalo 160kN ~ 180kN.

Nos Gráficos 4.12, encontram-se representados os valores do esforço axial de cada um dos sete modelos *versus* o deslocamento da secção de aplicação da carga horizontal.

A diferença qualitativa entre o traçado dos gráficos referentes aos modelos M1G1, M3G1, M4G1 e M5G1 e o traçado dos gráficos referentes aos modelos M2G1, M6G1 e M1G3 tem a ver com a forma como o nível do esforço axial foi controlado. De facto, nos ensaios dos quatro primeiros modelos referidos, o nível do esforço axial foi controlado manualmente através de uma bomba ligada ao macaco hidráulico do sistema de aplicação do esforço axial. Sempre que esse valor se aproximava dos 180kN, fazia-se baixar o mesmo para um valor próximo dos 160kN. Nos restantes três ensaios mencionados, o nível do esforço axial foi controlado automaticamente com o sistema referido no ponto 3.4.2. Em qualquer dos casos foi atingido o objectivo principal de manter o esforço axial dentro dos limites pré-definidos.

Relativamente ao gráfico referente ao ensaio do modelo M4G1, devido à paragem súbita do actuador, por razões não apuradas, seguida do recomeço imediato do ensaio, regista-se na proximidade dos 90mm de deslocamento um retrocesso para a vizinhança dos 80mm de deslocamento acompanhado de uma diminuição do valor do esforço axial abaixo do limite mínimo pré-definido. Como tal facto ocorreu após a rotura de um dos varões da armadura longitudinal do reforço, a sua importância é irrelevante bem como o facto idêntico ocorrido no final do ensaio.

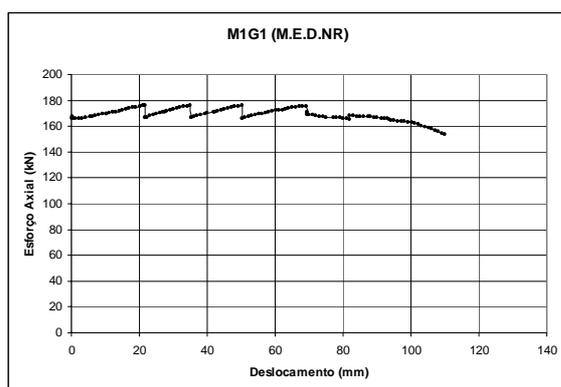


Gráfico 4.12 (a) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M1G1.

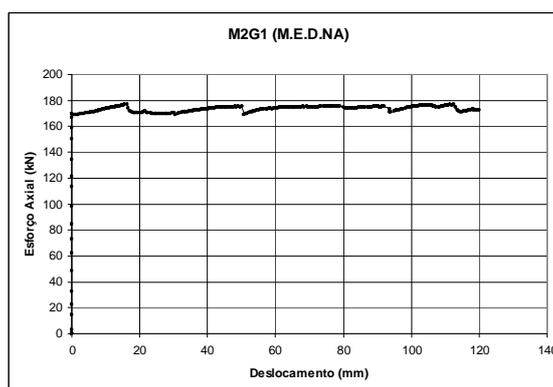


Gráfico 4.12 (b) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M2G1.

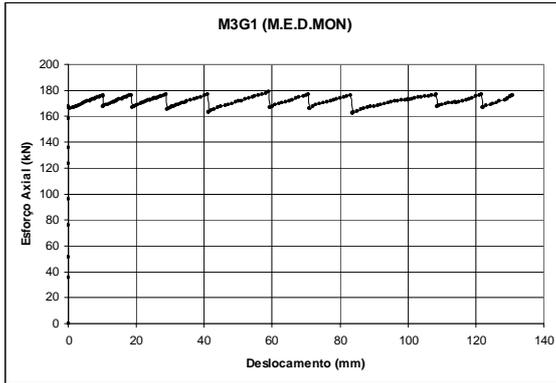


Gráfico 4.12 (c) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M3G1.

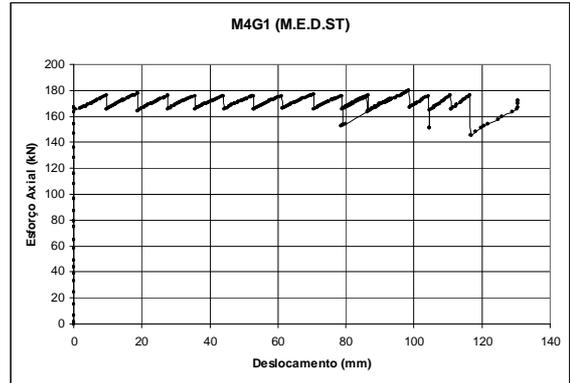


Gráfico 4.12 (d) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M4G1.

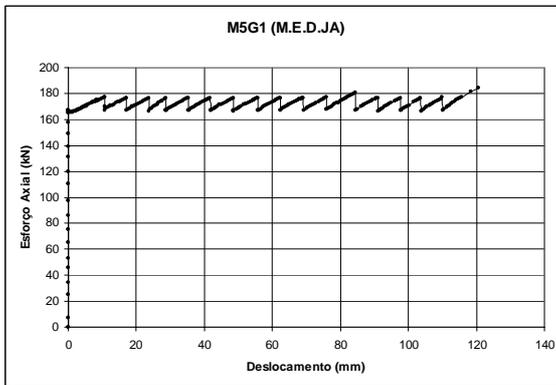


Gráfico 4.12 (e) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M5G1.

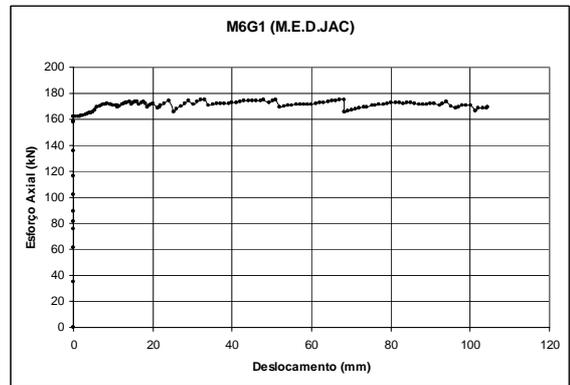


Gráfico 4.12 (f) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M6G1.

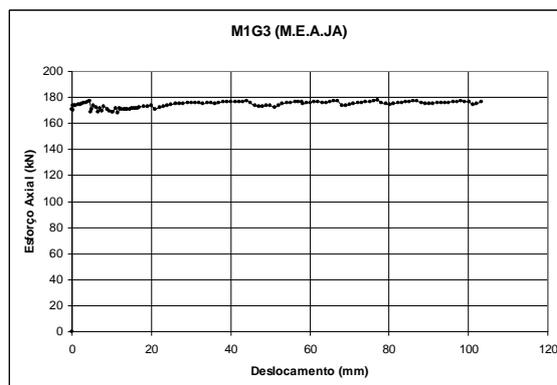


Gráfico 4.12 (g) - Variação do esforço axial ao longo do ensaio do modelo M1G3.

4.8 Verificação da Extensão nas Cintas e nas Armaduras Longitudinais

4.8.1 Extensão nas cintas

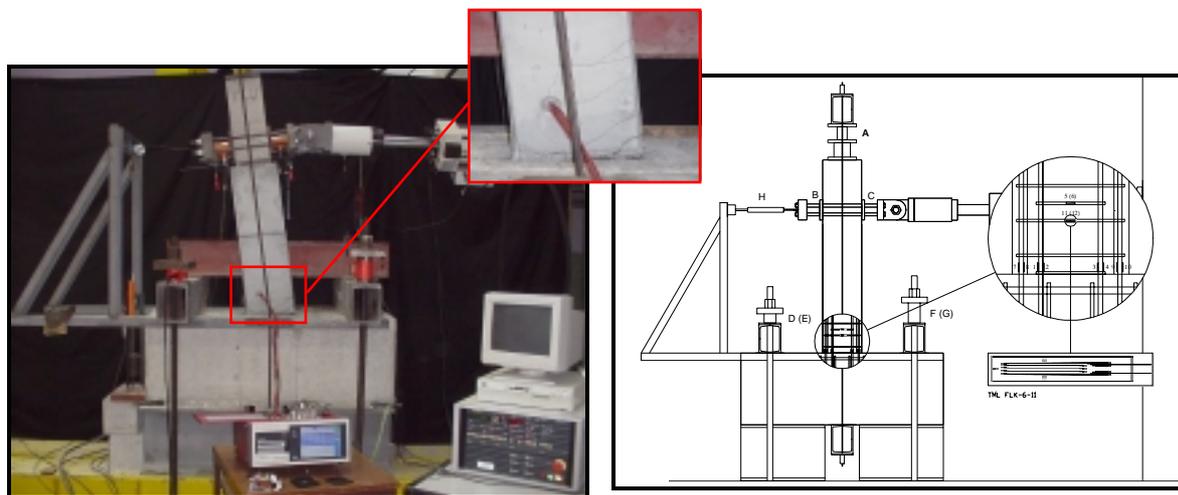
O nível de extensões nas cintas do pilar original e nas cintas do reforço é um dos parâmetros que permitem efectuar uma análise sobre o contributo conferido pelo reforço no comportamento do pilar original.

Os efeitos que mobilizam as cintas são:

- (1) a tracção no betão por efeito de Poisson devido a momento flector composto com esforço axial (confinamento da secção transversal);
- (2) o esforço transversal (bielas à tracção no modelo da treliça de Mörnsche) e
- (3) a fissuração na zona traccionada da secção transversal (redistribuição de esforços).

Tal facto torna de difícil interpretação os gráficos em que intervêm as extensões nas cintas como se deprende do conjunto (Fotografias 4.4a e 4.4b e Figura 3.8), onde se pode observar, do lado esquerdo, um momento do ensaio do modelo M2G1 (Fotografia 4.4a) e uma ampliação do troço junto ao encastramento (Fotografia 4.4b) e, do lado direito, o esquema da instalação do ensaio com uma ampliação do troço junto ao encastramento com indicação da localização dos extensómetros.

Facilmente se compreende a influência da fissuração nas cintas instrumentadas.



Fotografias 4.4 - (a) Ensaio do modelo M5G1 e (b) Ampliação da fissuração na zona do encastramento.

Figura 3.8 - Células de carga, transdutor de deslocamentos e localização dos extensómetros TML FLK-6-11

Convém ainda frisar que, devido às enormes diferenças, por vezes verificadas, entre os valores lidos nos extensómetros da mesma cinta, os resultados que a seguir se apresentam devem ser interpretados sob reserva.

Nos gráficos extensão nas cintas *versus* deslocamento da secção de aplicação da carga horizontal relativos aos modelos não reforçado, M1G1, (Gráfico 4.13), e monolítico, M3G1, (Gráficos 4.14), verifica-se que a cinta instrumentada do primeiro modelo atinge valores médios superiores a 2500×10^{-6} para um deslocamento de cerca de 110mm , ao passo que a cinta instrumentada do pilar original do segundo modelo atinge valores médios da ordem dos 1500×10^{-6} para o mesmo deslocamento. De referir ainda que o esforço transversal e o momento flector no primeiro modelo têm cerca de metade do valor desses esforços no segundo modelo. A extensão na cinta instrumentada do reforço do segundo modelo atinge valores da mesma ordem de grandeza dos valores da cinta instrumentada do pilar original.

A recta de correlação entre os valores da extensão nas cintas instrumentadas do pilar original e do reforço do modelo monolítico, M3G1, (Gráfico 4.15) e a recta de correlação entre os valores da extensão nas cintas instrumentadas dos pilares originais dos modelos não reforçado, M1G1 e monolítico, M3G1, (Gráfico 4.16), traduzem claramente a ideia expressa no parágrafo anterior de que **no modelo monolítico as solicitações das cintas são igualmente distribuídas pelo pilar original e pelo reforço.**

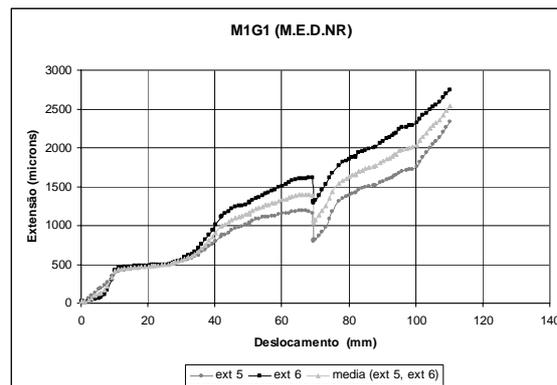


Gráfico 4.13 - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M1G1.

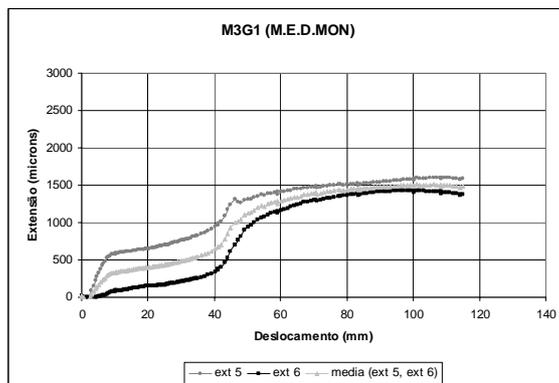


Gráfico 4.14 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M3G1.

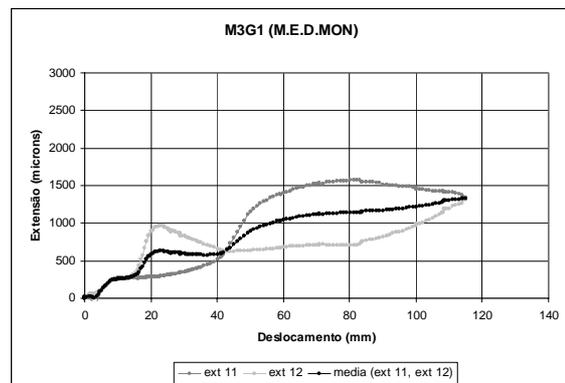


Gráfico 4.14 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M3G1.

4. Análise Experimental, Ensaios Lentos Monotônicos

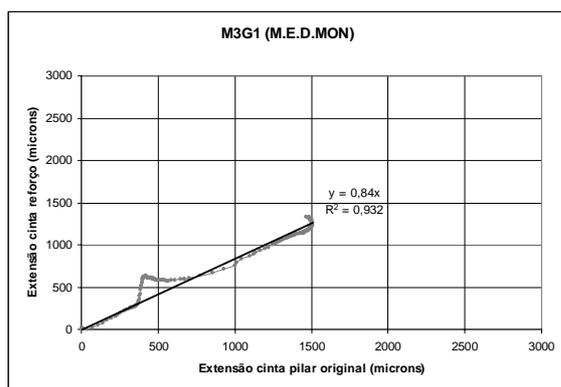


Gráfico 4.15 - Relação entre a variação da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço do modelo M3G1.

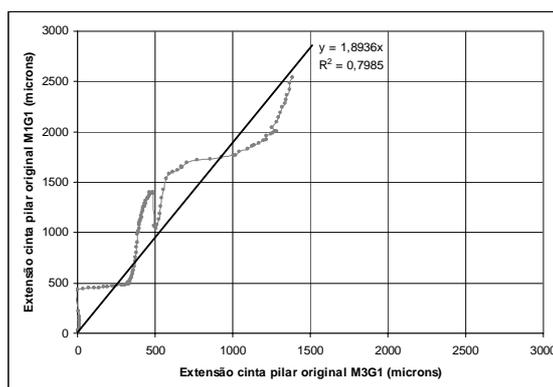


Gráfico 4.16 - Relação entre a variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M1G1 e do modelo M3G1.

No modelo com reforço não aderente, M2G1, verifica-se **também uma distribuição aproximadamente uniforme entre a cinta instrumentada do pilar original** (Gráfico 4.17a) e **a cinta instrumentada do reforço** (Gráfico 4.17b) até a um deslocamento de cerca de 65mm. Neste ponto, ocorre um incremento brusco da extensão num dos ramos da cinta instrumentada do reforço coincidente provavelmente com a abertura de uma fenda nessa face do reforço. Para um deslocamento de cerca de 80mm, verifica-se uma diminuição súbita na extensão da cinta do reforço não se verificando qualquer influência na extensão da cinta do pilar original. Somente para um deslocamento de cerca de 110mm, coincidente com a rotura de um varão da armadura longitudinal do pilar original, é que se verifica uma diminuição de extensão na cinta do pilar original e uma ligeira diminuição na cinta do reforço.

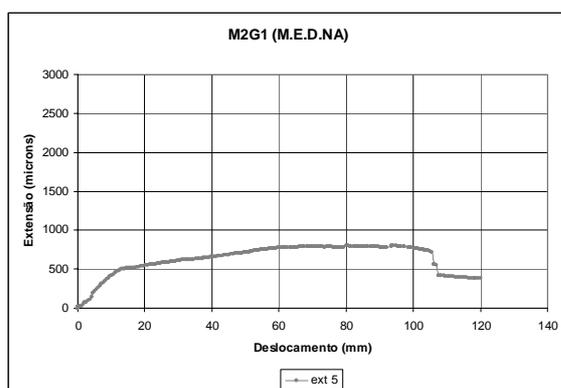


Gráfico 4.17 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M2G1.

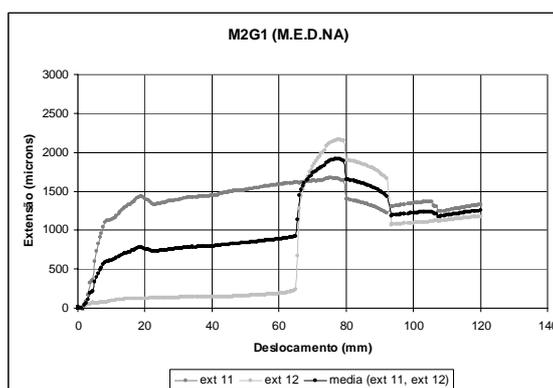


Gráfico 4.17 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M2G1.

Para o modelo reforçado sem tratamento da interface, M4G1, (Gráficos 4.18), o modelo em que essa superfície foi preparada com jacto de areia, M5G1, (Gráficos 4.19), o modelo em que para além desse tratamento da superfície foram aplicados conectores, M6G1, (Gráficos 4.20) e o modelo em que a superfície foi preparada com jacto de areia e o esforço axial foi aplicado antes da operação de reforço, M1G3, (Gráficos 4.21), que apresentaram um comportamento monolítico, a única constatação evidente que se extrai dos resultados é **o facto do valor da extensão na cinta**

instrumentada do reforço ser **significativamente superior ao valor da extensão na cinta instrumentada do pilar original**. Uma explicação possível para, nestes modelos, as cintas do reforço estarem mais solicitadas do que as cintas do pilar original, ao passo que no modelo monolítico a solicitação é idêntica, prende-se com o facto de, nos primeiros, o reforço ser realizado com SikaGrout e, no segundo, com betão C 20/25. A não aderência do reforço ao pilar original, no caso do modelo M2G1, explica a não verificação desta situação nesse modelo.

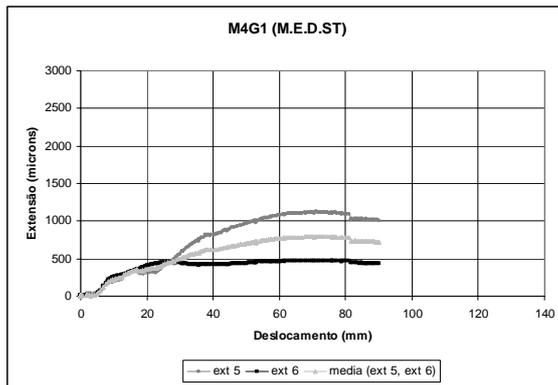


Gráfico 4.18 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M4G1.

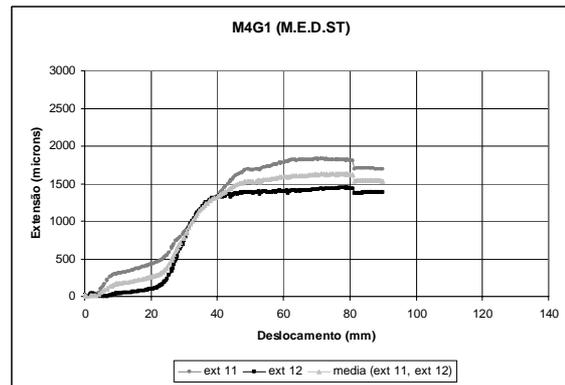


Gráfico 4.18 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M4G1.

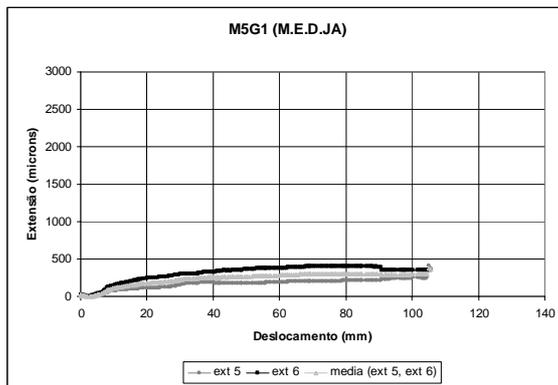


Gráfico 4.19 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M5G1.

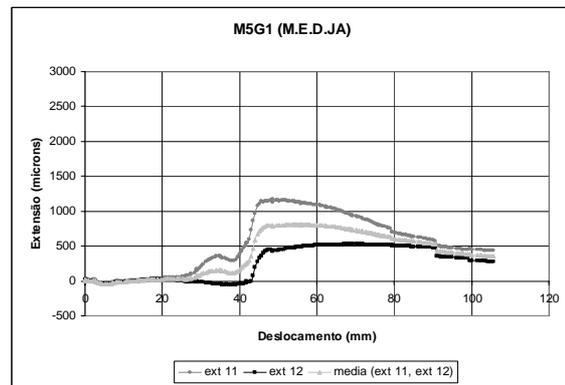


Gráfico 4.19 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M5G1.

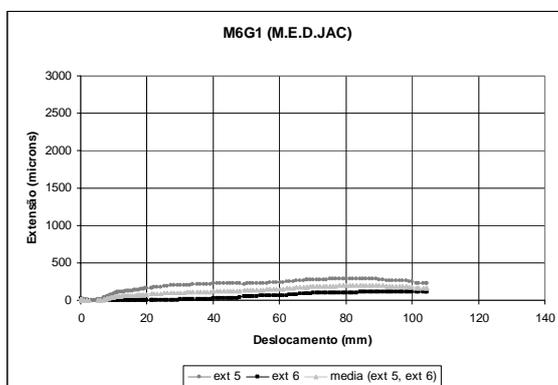


Gráfico 4.20 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M6G1.

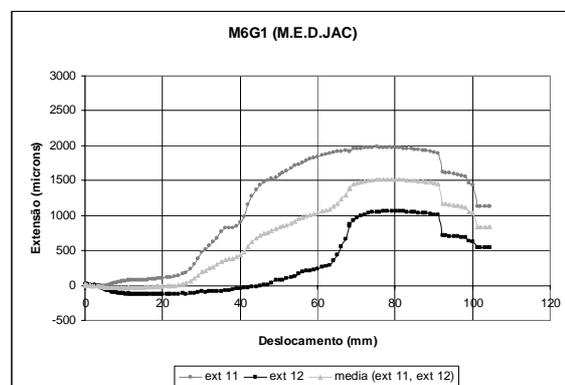


Gráfico 4.20 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M6G1.

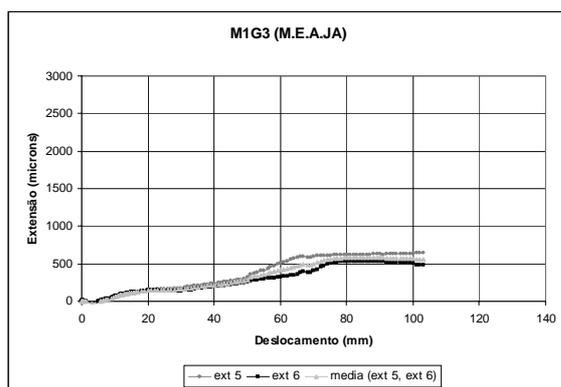


Gráfico 4.21 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M1G3.

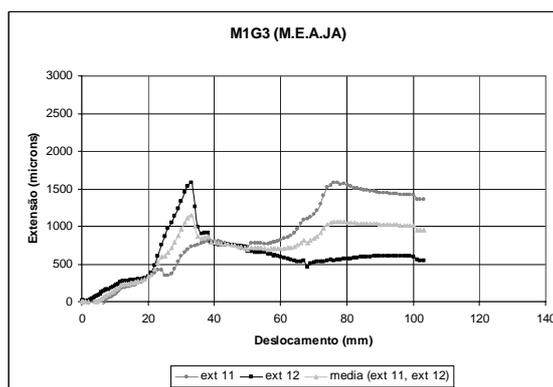


Gráfico 4.21 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M1G3.

4.8.2 Extensão nas armaduras longitudinais

O diagrama de extensões na secção de encastramento de cada um dos modelos foi outro dos parâmetros adoptados para análise e comparação dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos.

Apresentam-se, neste ponto, para o valor do deslocamento da secção de aplicação da carga horizontal igual ao deslocamento de cedência, δ_y , os diagramas de extensões do reforço e os diagramas de extensões do pilar original, obtidos analítica e experimentalmente, na secção de encastramento de cada um dos modelos. Para facilitar a comparação apresenta-se uma sobreposição dos referidos diagramas para cada um dos modelos. Os valores experimentais foram determinados com base na média dos valores lidos nos pares de extensómetros TML FLK-6-11 colados em cada uma das armaduras longitudinais do reforço e do pilar original, admitindo que a secção se manteve plana após a deformação, tendo os diagramas sido traçados unindo os pontos correspondentes às deformações das armaduras longitudinais de tracção e de compressão do reforço e os pontos correspondentes às deformações das armaduras longitudinais de tracção e de compressão do pilar original. Para facilitar a comparação, os diagramas de extensões obtidos analiticamente foram traçados segundo o mesmo critério.

De referir que, atendendo a que, por um lado, a situação do modelo não aderente é fundamental para a análise comparada dos resultados e a que, por outro lado, este modelo foi o único em que se danificaram extensómetros, com a agravante de tal ter ocorrido simultaneamente nos dois extensómetros colados no varão da armadura longitudinal de tracção do pilar original, apresentam-se, em lugar dos resultados do modelo não aderente submetido a ensaio lento monotónico, M2G1, os resultados do modelo correspondente submetido a ensaio lento cíclico, M2G2.

De salientar ainda que, para obter uma maior precisão nos diagramas de extensões, se efectuou um corte nos modelos ensaiados para verificar a localização real dos varões das armaduras longitudinais do reforço e do pilar original de cada um dos modelos que, devido às inevitáveis

imperfeições das estruturas reais e apesar de todo o rigor que esteve presente na execução dos modelos, não coincide exactamente com a localização definida no projecto, tendo-se corrigido os valores determinados experimental e analiticamente.

Da análise dos diagramas de extensões obtidos experimentalmente, do pilar original e do reforço, verifica-se que nos modelos M4G1, M5G1, M6G1 e M1G3 existe uma coincidência quase total, indiciando **não ter havido descolamento do reforço** até este nível de deformação, confirmando as conclusões dos pontos anteriores. De notar também a concordância entre estes diagramas de extensões e os correspondentes diagramas obtidos analiticamente.

No caso do modelo M3G1, há uma ligeira diferença entre os diagramas de extensões do reforço e do pilar original, provavelmente atribuível ao facto deste modelo ter sido betonado numa só fase e, devido à proximidade das armadura do pilar original e do reforço, ter ocorrido segregação do betão fresco na vizinhança da secção de encastramento, originando alguns vazios, estando obviamente excluída, à partida, a hipótese de ter havido descolamento do reforço, uma vez que se trata do modelo monolítico.

No caso do modelo M2G1, é evidente uma significativa diferença dos referidos diagramas, resultado também esperado visto tratar-se do modelo em que se provocou a não aderência entre o reforço e o pilar original. De notar que as curvaturas na secção de encastramento, do reforço e do pilar original, não são iguais o que é talvez explicável pela folga originada pela presença da camisa plástica colocada entre ambos para provocar a pretendida não aderência.

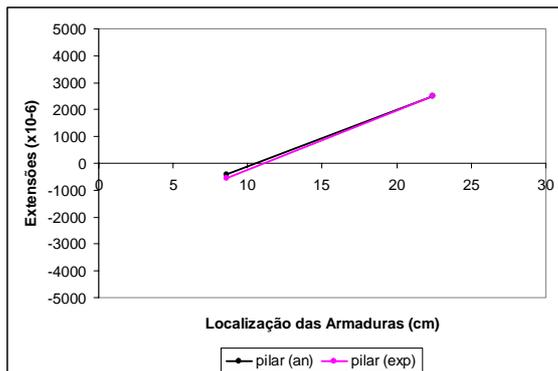


Gráfico 4.22 (a) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M1G1, para $\delta=\delta_y$.

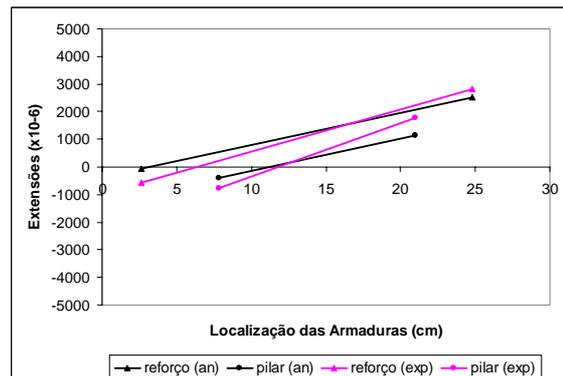


Gráfico 4.22 (b) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M2G1, para $\delta=\delta_y$.

4. Análise Experimental, Ensaios Lentos Monotônicos

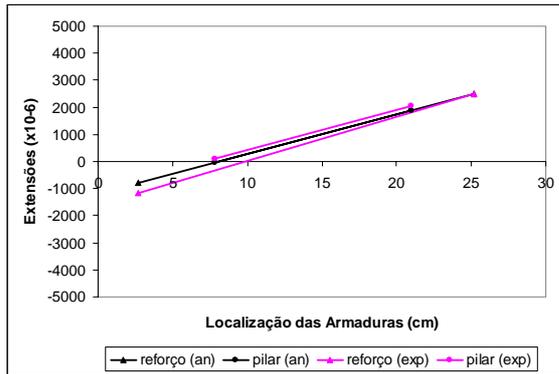


Gráfico 4.22 (c) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M3G1, para $\delta=\delta_y$.

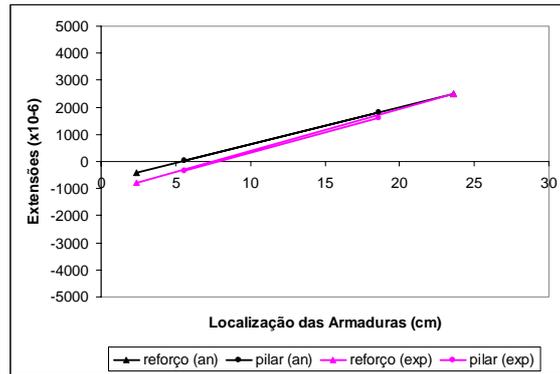


Gráfico 4.22 (d) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M4G1, para $\delta=\delta_y$.

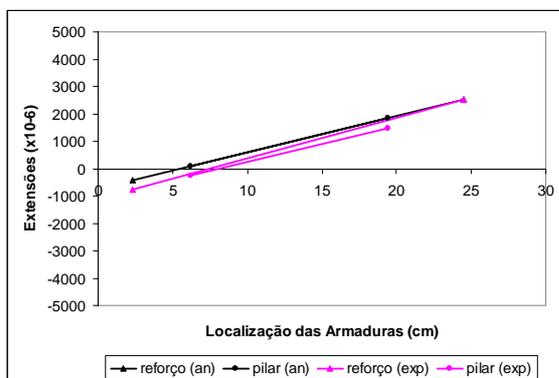


Gráfico 4.22 (e) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M5G1, para $\delta=\delta_y$.

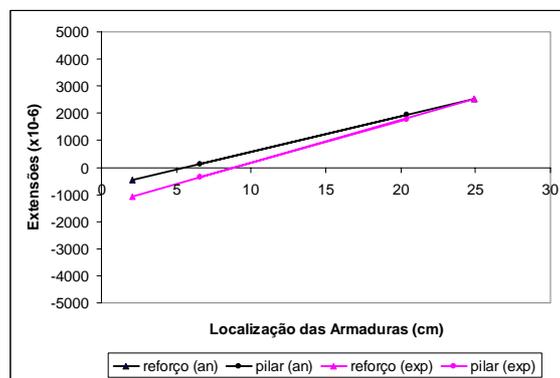


Gráfico 4.22 (f) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M6G1, para $\delta=\delta_y$.

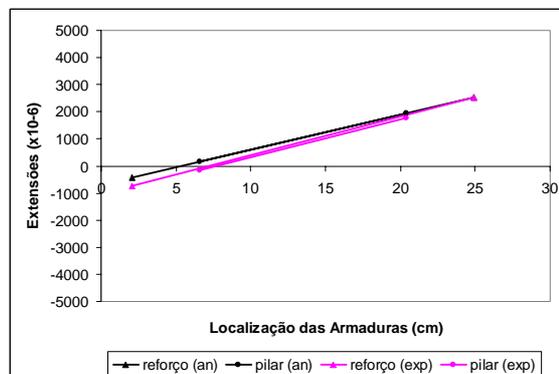


Gráfico 4.22 (g) - Diagramas de extensões analítico e experimental no encastramento do modelo M1G3, para $\delta=\delta_y$.

4.8.3 Distribuição de Esforços entre o Pilar e o Reforço

Indicam-se, no Quadro 4.9, os valores determinados analiticamente, bem como os valores determinados experimentalmente, do esforço axial (N) e da carga horizontal aplicada (F), encontrando-se os primeiros divididos de acordo com a contribuição do pilar original e a contribuição do reforço.

Relativamente ao erro relativo entre os valores do modelo experimental e do modelo analítico considerando comportamento monolítico da secção, obtido com os modelos M3G1, M4G1, M5G1 e M6G1, que variou entre 1,9 % e 4,0 %, pode-se considerar bastante bom.

Modelo	Resultados				erro [%]
	Analítico			Experimental	
	Pilar Original [kN]	Reforço [kN]	Total [kN]	Total [kN]	
M1G1	F=33,06; N=168,94	-	F=33,06; N=168,94	F=29,93; N=168,94	10,5
M2G2	F=20,93; N=175,58	F=29,72; N=0,00	F=50,65; N=175,58	F=59,65; N=175,58	15,1
M3G1	F=15,11; N=-1,62	F=49,51; N=174,84	F=64,62; N=173,22	F=66,80; N=173,22	3,3
M4G1	F=6,27; N=-73,44	F=57,30; N=244,29	F=63,56; N=170,85	F=66,19; N=170,85	4,0
M5G1	F=6,82; N=-77,61	F=58,94; N=248,50	F=65,76; N=170,89	F=64,51; N=170,89	1,9
M6G1	F=8,15; N=-81,45	F=59,96; N=253,01	F=68,11; N=171,56	F=66,66; N=171,56	2,2
M1G3	F=9,33; N=-54,62	F=56,14; N=225,19	F=65,48; N=170,56	F=61,11; N=170,56	7,2

Quadro 4.9 - Comparação dos valores analíticos e experimentais do esforço axial e da força horizontal aplicada.

Quanto ao erro verificado com o modelo M1G1, 10,5%, ainda é aceitável e explicável atendendo a que neste modelo se observou a maior diferença entre o posicionamento de projecto e a localização real das armaduras longitudinais do pilar original de cerca de 20mm segundo o plano de flexão e no sentido das fibras traccionadas. Tal facto implica, no modelo analítico, um acréscimo de momento flector resistente que não se verifica no modelo experimental, provavelmente devido à inexistência de confinamento eficaz na zona comprimida da secção de encastramento.

O erro relativo de 15,1% verificado entre os resultados do modelo experimental e do modelo analítico considerando não aderência entre o reforço e o pilar original, sendo da mesma ordem de grandeza o erro relativo entre o modelo experimental e o modelo analítico considerando comportamento monolítico da secção, é justificado provavelmente pelo facto do reforço ter sido executado antes de ser aplicado o esforço axial e portanto, por efeito de Poisson, o pilar original ter exercido pressão em alguns pontos do reforço e consequentemente ter mobilizado algum atrito, não sendo pois o comportamento deste modelo **verdadeiramente não aderente** conforme referido no ponto anterior. Por outro lado, como também já foi referido, constatou-se da análise dos diagramas de extensões do pilar original e do reforço, que a curvatura do primeiro não é igual à curvatura do segundo, o que pode ser explicado, e não é incompatível com a justificação anterior, pela existência de uma ligeira folga entre ambos originada pela existência da camisa plástica aí colocada com a finalidade de provocar o efeito desejado de não aderência. Como no modelo analítico se considerou, como imposição geométrica, a igualdade entre a curvatura do reforço e a do pilar original, na secção em análise, esta será certamente mais uma contribuição para o erro verificado.

Finalmente, o erro de 7,2%, entre os valores do modelo experimental e do modelo analítico considerando comportamento monolítico da secção, no caso do modelo M1G3, pode ainda considerar-se aceitável. Não sendo, porém, da mesma ordem de grandeza do erro verificado com os quatro modelos referidos no início, merece a seguinte reflexão. Este modelo analítico, relativamente ao modelo analítico dos quatro modelos referidos no início, apresenta a diferença de ter em consideração o facto do reforço ter sido executado posteriormente à aplicação do esforço axial. Na ausência da realização de ensaios para determinar o valor do módulo de elasticidade do betão, esse valor foi precariamente estimado, podendo esse facto estar na origem da maior diferença constatada entre os erros relativos deste e dos quatro modelos referidos.

Globalmente, pode-se afirmar que **os modelos analíticos construídos reproduzem aceitavelmente os resultados obtidos experimentalmente**, tornando interessante a análise das contribuições do reforço e do pilar original na resistência da secção de encastramento.

Relativamente à força axial, verifica-se que, à excepção do modelo com o reforço não aderente, em que esta é resistida na totalidade pelo pilar original, nos restantes modelos, a secção de encastramento do pilar original está traccionada ou, no caso do modelo M3G1, constituído por apenas um tipo de betão, praticamente não está solicitada por esta força. O reforço, conseqüentemente, encontra-se sujeito, na secção de encastramento, a um esforço axial de compressão, **nulo no caso do modelo com reforço não aderente, igual à força axial no caso do modelo M3G1 e consideravelmente superior à força axial** no caso dos restantes modelos, entre 140% e 147% para os modelos reforçados antes da aplicação da mesma e 132% no caso do modelo reforçado depois.

A força horizontal aplicada no topo do modelo ou o momento flector aplicado na secção de encastramento do mesmo é resistida **41% pelo pilar original e 59% pelo reforço, no caso do modelo com reforço não aderente, 23% pelo pilar original e 77% pelo reforço, no caso do modelo monolítico e entre 10% e 14% pelo pilar original e entre 90% e 86% pelo reforço, no caso dos restantes modelos.**

4.9 Síntese das Comparações e das Conclusões

Neste ponto, apresenta-se uma síntese das comparações dos diferentes modelos, de acordo com os parâmetros considerados nos pontos anteriores, e das conclusões extraídas das mesmas:

Sistema de fissuração

- (1) O sistema de fissuração na face traccionada é **idêntico** em todos os modelos à excepção do modelo com o reforço não aderente.
- (2) O nível de esmagamento de betão é **bastante mais acentuado** nos modelos não reforçado e monolítico, em **betão C20/25**, do que nos modelos com o reforço em **SikaGrout**.
- (3) Os modelos apresentaram **comportamento monolítico, independentemente do tipo de preparação da interface**, exceptuando o modelo com o reforço não aderente.

Carga de cedência

- (4) A formulação analítica apresentou **bons resultados** face aos valores experimentais.
- (5) Confirmou-se o ponto (3).
- (6) Não se obteve **totalmente**, no modelo M2G1, a pretendida **não aderência** entre o reforço e o pilar original.
- (7) O facto da operação de reforço do pilar ser realizada depois da aplicação do esforço axial, **não teve influência relevante** no resultado dos ensaios.

Carga máxima

- (8) Confirmaram-se os pontos (4), (3) e (7).
- (9) A resistência dos modelos reforçados é **bastante superior** à do modelo não reforçado.
- (10) A resistência dos modelos com o reforço aderente é **significativamente superior** à resistência do modelo com o reforço não aderente.
- (11) A resistência dos modelos reforçados é **ligeiramente superior** à do modelo monolítico.

Rigidez inicial e rigidez secante

- (12) Confirmaram-se os pontos (3) e (7).
- (13) A rigidez inicial e a rigidez secante dos modelos reforçados são **bastante superiores** às do modelo não reforçado.
- (14) A rigidez secante dos modelos com reforço aderente é **ligeiramente superior** à rigidez secante do modelo com o reforço não aderente.

Extensão nas cintas

- (15) Confirmaram-se os pontos (3) e (7).
- (16) No modelo não reforçado, o valor da extensão nas cintas é **consideravelmente superior** ao valor da extensão nas cintas do pilar original dos modelos reforçados.
- (17) No modelo monolítico e no modelo com o reforço não aderente, as solicitações das cintas são **igualmente distribuídas** pelo pilar original e pelo reforço.
- (18) Nos modelos com o reforço aderente, o valor da extensão nas cintas do reforço é **significativamente superior** ao valor da extensão nas cintas do pilar original.

Extensão nas armaduras longitudinais

- (19) Confirmaram-se os pontos (4) e (3).

Distribuição de esforços entre o pilar e o reforço

- (20) O reforço encontra-se sujeito, na secção de encastramento, a um esforço axial de compressão **nulo**, no caso do modelo com reforço não aderente, **igual à força axial**, no caso do modelo monolítico e **consideravelmente superior à força axial**, no caso dos restantes modelos reforçados.
- (21) A força horizontal aplicada é resistida **41% pelo pilar original e 59% pelo reforço**, no caso do modelo com reforço não aderente, **23% pelo pilar original e 77% pelo reforço**, no caso do modelo monolítico e **entre 10% e 14% pelo pilar original e entre 90% e 86% pelo reforço**, no caso dos restantes modelos reforçados.

Capítulo 5 - Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

5.1 Introdução

Neste capítulo são tratados os resultados dos ensaios lentos cíclicos realizados com sete modelos, descritos no Quadro 5.1, idênticos aos sete modelos utilizados nos ensaios lentos monotónicos analisados no capítulo anterior.

Modelo	Descrição
M1G2	modelo não reforçado.
M2G2	modelo com o reforço não aderente.
M3G2	modelo monolítico (pilar original e reforço executados simultaneamente).
M4G2	modelo reforçado sem tratamento da superfície da interface.
M5G2	modelo reforçado com a superfície da interface preparada com jacto de areia.
M6G2	modelo reforçado com a superfície da interface preparada com jacto de areia e com conectores aplicados perpendicularmente à mesma.
M2G3	modelo reforçado depois de aplicado o esforço axial (ao contrário dos restantes) e com a superfície da interface preparada com jacto de areia.

Quadro 5.1 - Descrição dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos.

Apresentam-se as histórias de deslocamentos teórica e utilizada para a realização de cada um dos ensaios cíclicos, baseadas nos resultados dos ensaios lentos monotónicos. Apresenta-se uma análise comparada do sistema de fissuração dos modelos. Verifica-se o nível de extensão das armaduras mais traccionadas para os pontos de máxima amplitude do 4º ciclo, $+\delta_y$ e $-\delta_y$, calculam-se a carga e o deslocamento de cedência com base nos ensaios lentos cíclicos e faz-se a análise crítica dos resultados e das opções tomadas. Fornecem-se os diagramas histeréticos carga horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma, bem como um quadro resumo com os valores dos picos da carga horizontal. Comparam-se os valores da carga máxima e respectivo deslocamento obtidos a partir dos resultados dos ensaios lentos monotónicos e dos ensaios lentos cíclicos. Compara-se o comportamento dos modelos de acordo com os critérios de rotura adoptados. Calcula-se a ductilidade dos diferentes modelos. Avalia-se a capacidade de dissipação de energia. Efectua-se uma avaliação dos danos. Verifica-se o nível do esforço axial durante os ensaios. Verifica-se a extensão nas cintas.

5.2 Definição dos Histogramas dos Ensaios

A história de deslocamentos dos ensaios lentos cíclicos, na ausência de normas para a realização destes ensaios com estruturas de betão armado e atendendo à dispersão na definição da mesma, verificada em trabalhos experimentais publicados [Park *et al.* 1982, Ozcebe e Saatcioglu 1986, Ahmad *et al.* 1987, Priestley e Park 1987, Ghee *et al.* 1989, Saatcioglu e Ozcebe 1989, Gomes 1992], foi determinada com base na recomendação do ECCS [ECCS N45-1986]. A partir dos resultados dos ensaios lentos monotónicos, calculou-se o valor do deslocamento de cedência, δ_y , de cada um dos modelos, conforme descrito no ponto 4.3. De acordo com a referida recomendação do ECCS, definiram-se quatro ciclos de amplitude crescente, $0,25\delta_y$, $0,50\delta_y$, $0,75\delta_y$ e δ_y , seguidamente consideraram-se conjuntos de três ciclos igualmente de amplitude crescente, $2\delta_y$, $4\delta_y$, $6\delta_y$ e $8\delta_y$ [ECCS N45-1986]. Atendendo à simetria dos modelos, a amplitude adoptada em cada ciclo foi igual para ambos os sentidos do deslocamento da secção de aplicação da força horizontal. Sendo os ensaios lentos mas, novamente, não estando a velocidade dos mesmos normalizada, decidiu-se fixar o valor desta em $0,1\text{mm/s}$.

Apresentam-se, no Quadro 5.2, os valores, em milímetros, das amplitudes dos referidos ciclos da história de deslocamentos, para cada um dos modelos, calculados com base nos resultados dos ensaios lentos monotónicos dos modelos análogos respectivos.

Atendendo às considerações tecidas no ponto 3.4.2, nomeadamente às razões que levaram à realização com controlo manual dos ensaios lentos cíclicos, seria compreensível se a história de deslocamentos dos ensaios não coincidisse exactamente com o histograma teórico definido. No entanto, a aproximação entre os dois gráficos é bastante boa, como se pode constatar dos Gráficos 5.1, em que ambos se encontram representados, para cada um dos modelos ensaiados, verificando-se uma sobreposição quase perfeita dos mesmos.

Modelo	0,25 δ_y	0,50 δ_y	0,75 δ_y	δ_y	2 δ_y	4 δ_y	6 δ_y	8 δ_y
M1G2	2,19	4,38	6,56	8,75	17,50	35,00	52,50	70,00
M2G2	2,11	4,22	6,33	8,44	16,88	33,76	50,64	67,52
M3G2	1,84	3,69	5,53	7,37	14,74	29,48	44,22	58,96
M4G2	1,43	2,86	4,28	5,71	11,42	22,84	34,26	45,68
M5G2	1,41	2,82	4,22	5,63	11,26	22,52	33,78	45,04
M6G2	1,94	3,88	5,82	7,76	15,52	31,04	46,56	62,08
M2G3	1,79	3,57	5,36	7,14	14,28	28,56	42,84	57,12

Quadro 5.2 - Amplitudes em milímetros dos ciclos dos histogramas de deslocamentos.

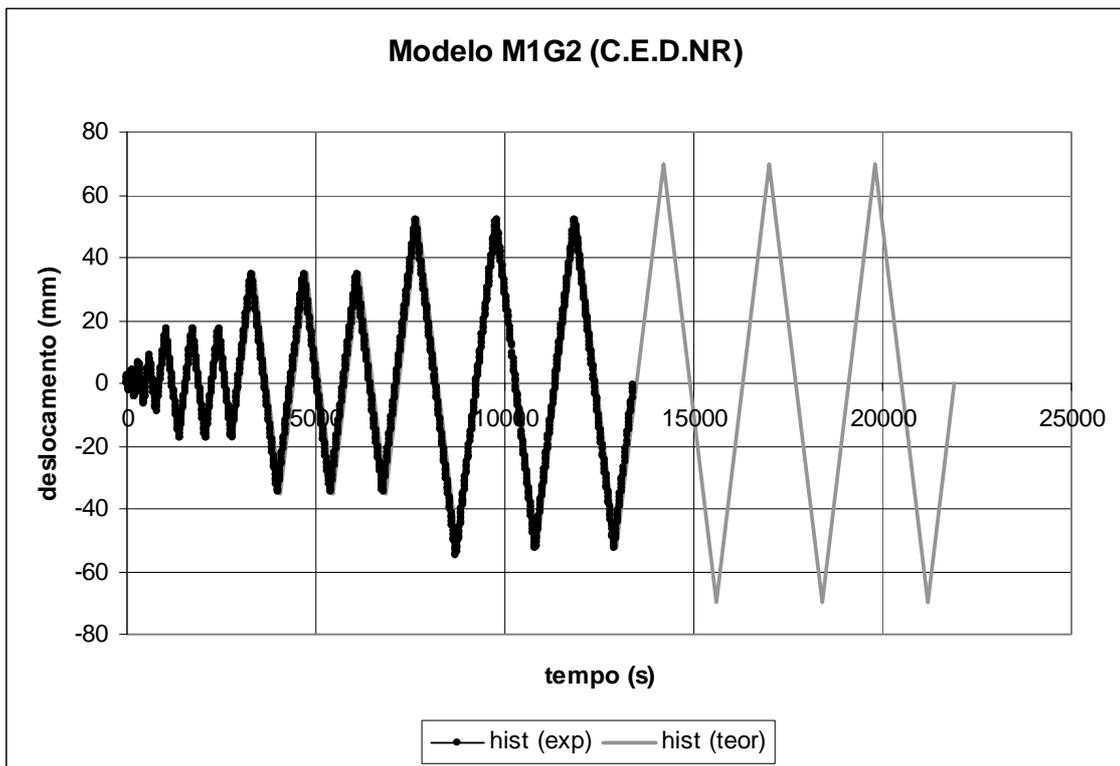


Gráfico 5.1 (a) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M1G2.

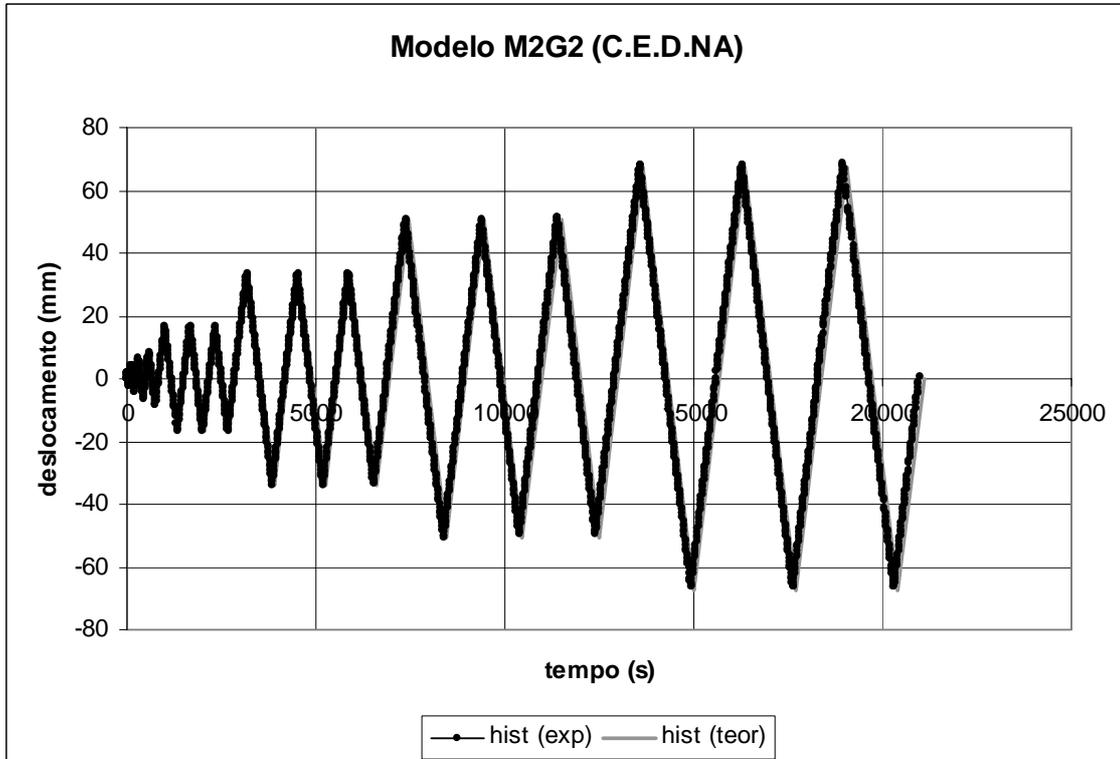


Gráfico 5.1 (b) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M2G2.

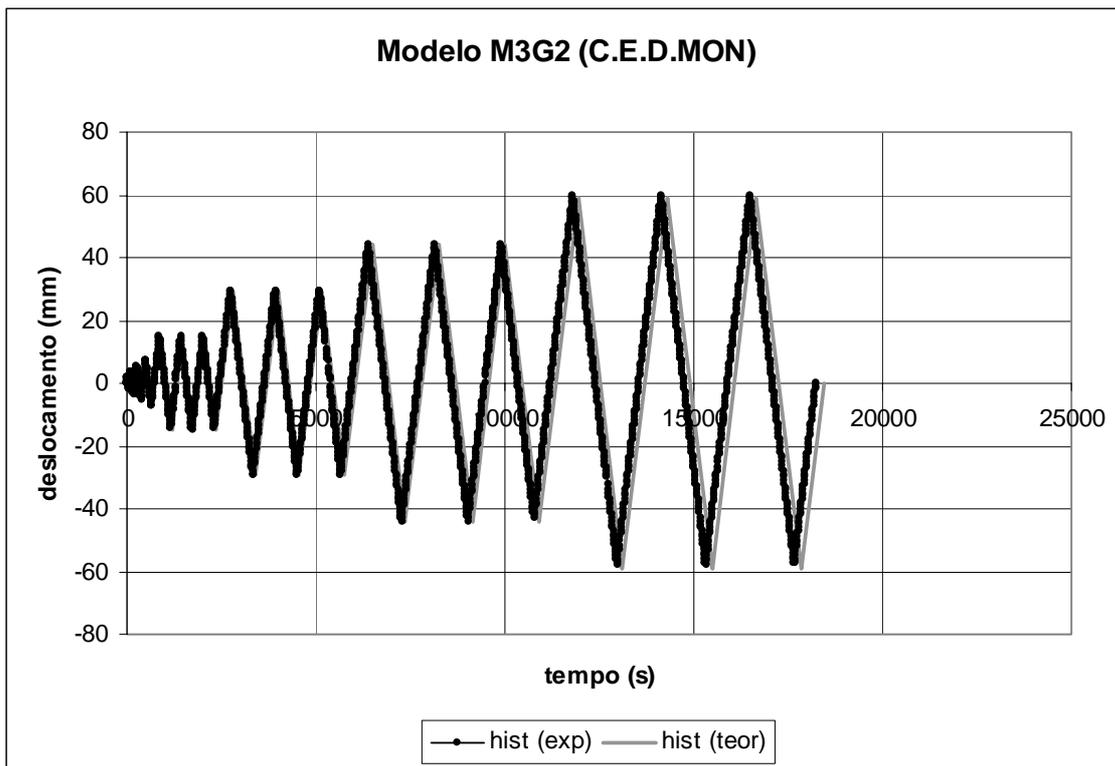


Gráfico 5.1 (c) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M3G2.

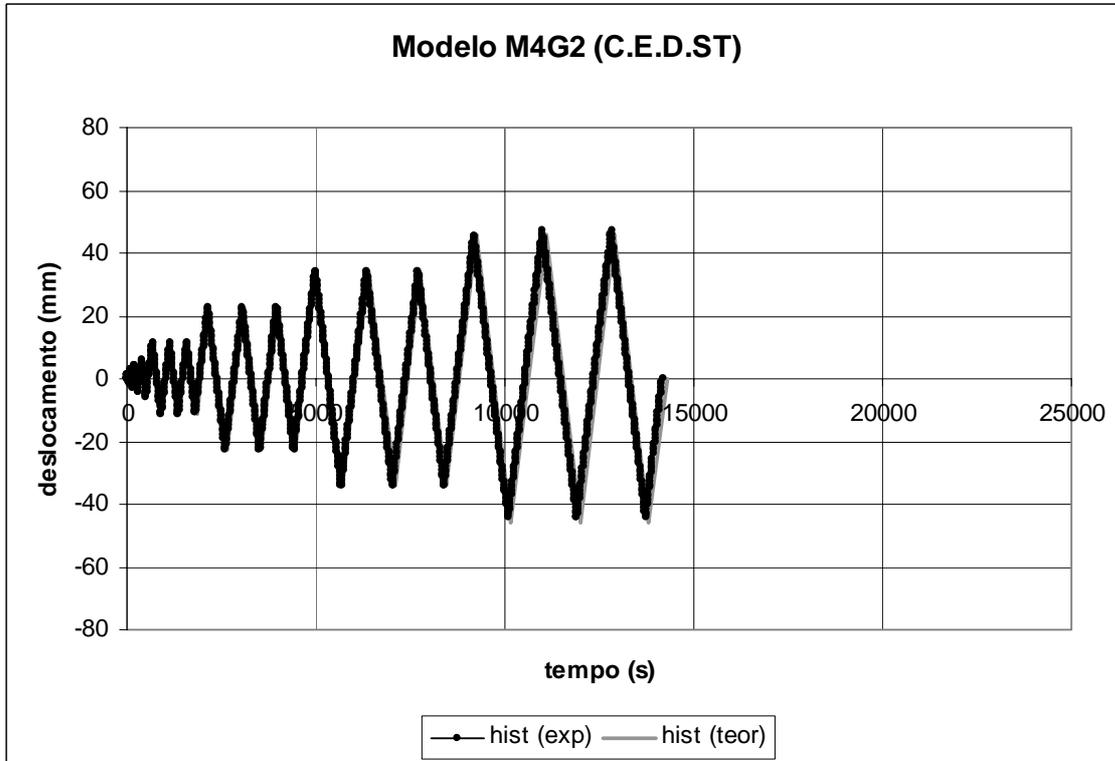


Gráfico 5.1 (d) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M4G2.

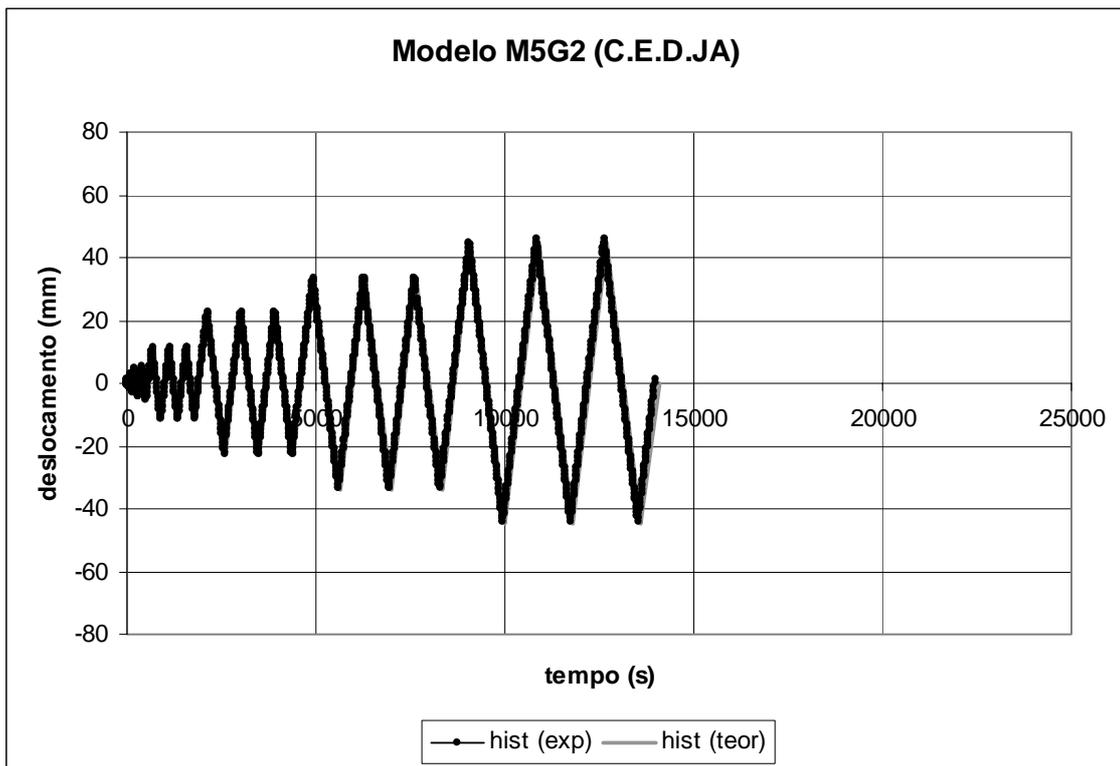


Gráfico 5.1 (e) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M5G2.

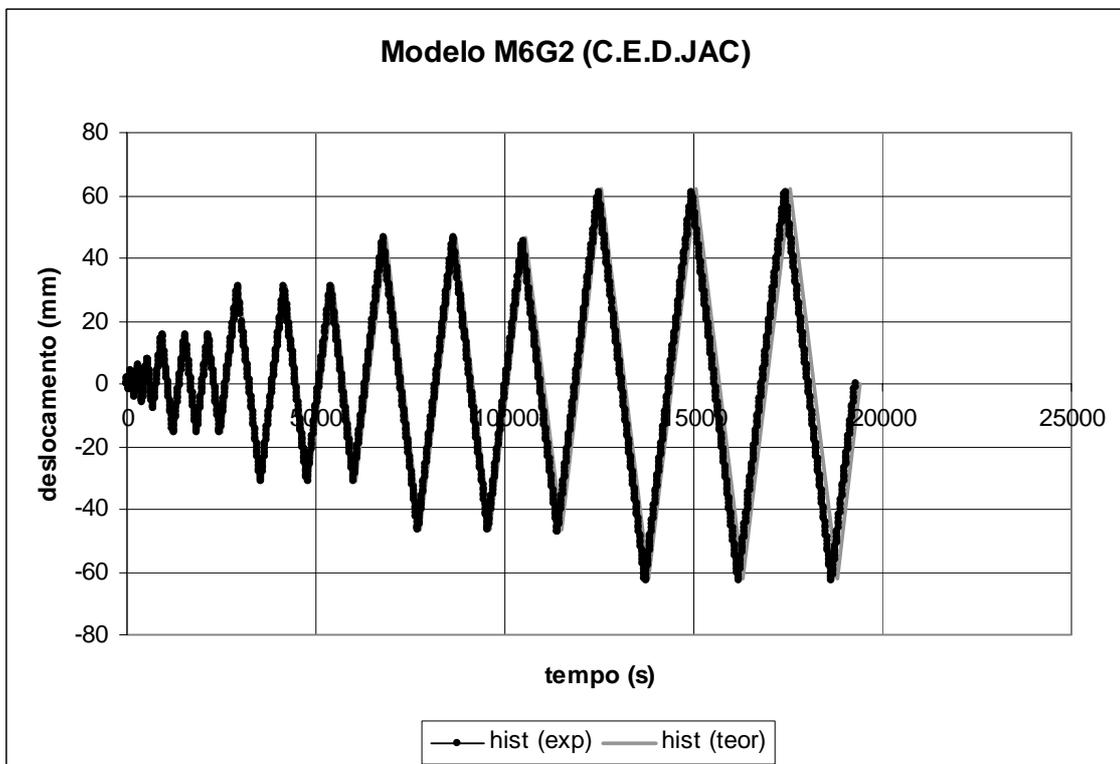


Gráfico 5.1 (f) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M6G2.

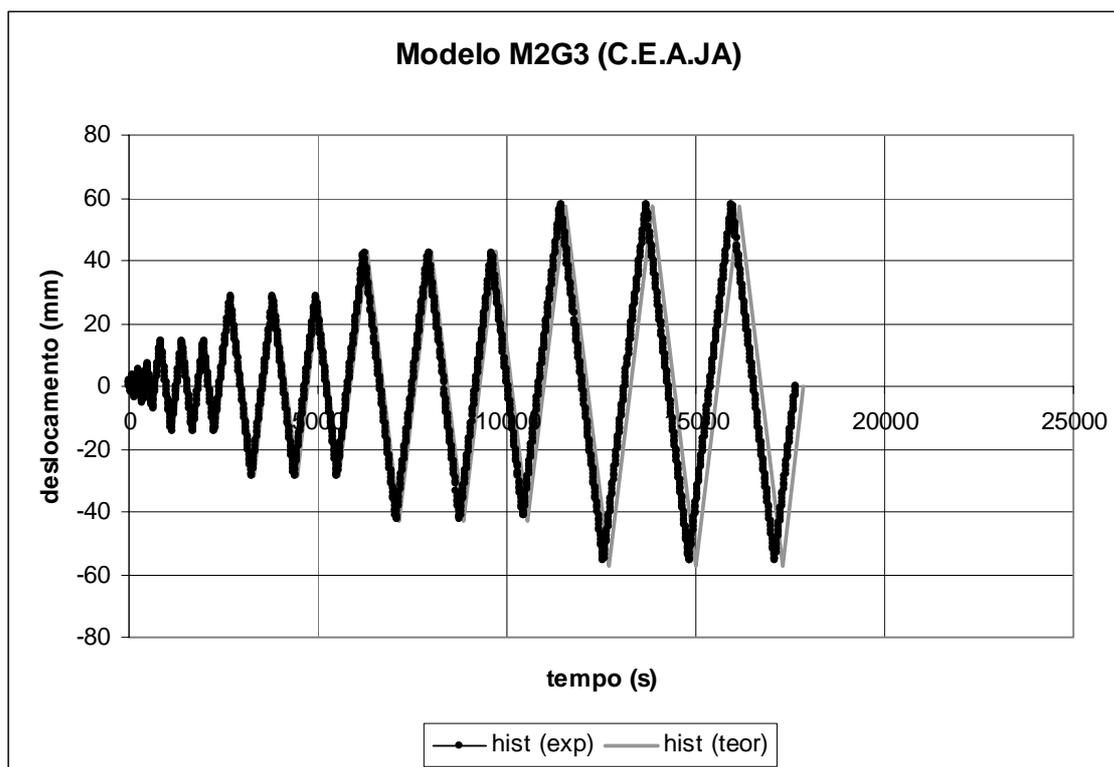


Gráfico 5.1 (g) - Histogramas teórico e experimental do ensaio do modelo M2G3.

5.3 Sistema de Fissuração

À semelhança do que foi realizado no ponto 4.2, analisa-se, neste ponto, o sistema de fissuração na zona do encastramento de cada um dos modelos.

De referir que, analogamente ao verificado nos ensaios lentos monotónicos, **na secção mais elevada do reforço**, a única em que está visível a fronteira da interface pilar/reforço, **não se constatou qualquer tipo de fissuração** exceptuando, obviamente, o caso do modelo com o reforço não aderente, M2G1.

Uma das principais diferenças observadas no sistema de fissuração dos modelos, junto à secção do encastramento, novamente à semelhança do que se constatou nos ensaios lentos monotónicos, diz respeito à formação de uma fissura de dimensões consideráveis, paralela à base, em todos os modelos à excepção do modelo com reforço não aderente, M2G2, em que se formaram várias fissuras de menores dimensões paralelas à base e distribuídas numa altura aproximadamente igual à largura do reforço (Fotografias 5.1).

Outra das principais diferenças observadas, mais uma vez tal como nos ensaios lentos monotónicos, prende-se com o **nível de esmagamento do betão** que, obviamente, é **maior** no caso dos modelos não reforçado e monolítico, respectivamente M1G2 e M3G2, **constituídos unicamente por betão C20/25**, do que nos restantes casos em que o **reforço é constituído por SikaGrout** com um valor nominal de resistência à compressão da ordem dos **80MPa** (Fotografias 5.2).

De referir que as Fotografias 5.1 foram tiradas à face traccionada dos modelos em picos de ciclos iniciais diferentes, pelo que o nível de fissuração observável não é idêntico, ao passo que as fotografias 5.2 foram tiradas em picos de ciclos posteriores diferentes, sendo mais semelhante o nível de fissuração observável.



Fotografia 5.1 (a) - Fissuração da face traccionada do modelo M1G2.



Fotografia 5.1 (b) - Fissuração da face traccionada do modelo M2G2.



Fotografia 5.1 (c) - Fissuração da face traccionada do modelo M3G2.



Fotografia 5.1 (d) - Fissuração da face traccionada do modelo M4G2.



Fotografia 5.1 (e) - Fissuração da face traccionada do modelo M5G2.



Fotografia 5.1 (f) - Fissuração da face traccionada do modelo M6G2.



Fotografia 5.1 (g) - Fissuração da face traccionada do modelo M2G3.



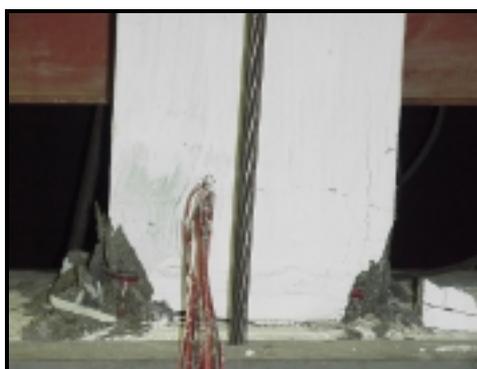
Fotografias 5.2 (a) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M1G2.



Fotografias 5.2 (b) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M2G2.



Fotografias 5.2 (c) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M3G2.



Fotografias 5.2 (d) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M4G2.



Fotografias 5.2 (e) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M5G2.



Fotografias 5.2 (f) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M6G2.



Fotografias 5.2 (g) - Fissuração da zona do encastramento do modelo M2G3.

5.4 Determinação da Carga e do Deslocamento de Cedência

Tendo-se adoptado, na íntegra, a recomendação do ECCS [ECCS N45-1986] para a definição dos histogramas dos ensaios lentos cíclicos dos modelos M1G2, M2G2, M3G2, M4G2, M5G2, M6G2 e M2G3, a consideração do valor do deslocamento de cedência, obtido a partir dos ensaios lentos monotónicos dos modelos homólogos, M1G1, M2G1, M3G1, M4G1, M5G1, M6G1 e M1G3, pareceu ser a solução mais indicada, apesar das diferenças espectáveis, atendendo à heterogeneidade do material constituinte dos modelos e às inevitáveis imperfeições de execução que, apesar da simetria de projecto, poderiam implicar inclusivamente diferenças no valor do deslocamento de cedência em função do sentido de actuação da força horizontal.

Considerou-se importante, no entanto, avaliar o nível de extensão dos varões instrumentados da armadura longitudinal do pilar, no caso do modelo M1G2, e do reforço, nos restantes casos, para as situações correspondentes aos picos do quarto ciclo, ou seja, para as amplitudes de $+\delta_y$ e $-\delta_y$, bem como as diferenças entre os valores da carga e do deslocamento de cedência dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos e os correspondentes modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos, tendo os últimos sido calculados a partir da curva correspondente ao quarto ou ao quinto ciclo, consoante as extensões nos varões instrumentados traccionados no quarto ciclo eram, respectivamente, superiores ou inferiores ao valor da extensão de cedência obtido experimentalmente, 2512×10^{-6} .

Apresentam-se os gráficos extensão nas armaduras longitudinais do pilar, no caso do modelo M1G2, e do reforço, nos restantes casos, *versus* deslocamento da secção de aplicação da carga horizontal, correspondentes aos quatro primeiros ciclos, (Gráficos 5.2 a 5.8), e um quadro resumo com o valor do deslocamento de cedência, calculado a partir dos resultados dos ensaios lentos monotónicos, e os valores do deslocamento e da extensão no varão instrumentado traccionado, correspondentes aos picos do quarto ciclo (Quadro 5.3).

Como se pode verificar a partir dos valores do Quadro 5.3, **a opção de definir o histograma dos ensaios lentos cíclicos** a partir do deslocamento de cedência, determinado **com base nos resultados dos ensaios lentos monotónicos**, forneceu resultados **medianamente satisfatórios** na medida em que os erros esperados não foram muito superiores ao previsto. De facto, o valor da extensão nos varões mais traccionados, para os valores de deslocamento da secção de aplicação da carga horizontal de $+\delta_y$ e $-\delta_y$, não foi, à excepção dos modelos M6G2 e M2G3, muito diferente do valor experimental da extensão de cedência, 2512×10^{-6} . Nos modelos M1G2, M2G2, M3G2 e M4G2 variou entre 2291×10^{-6} e 2882×10^{-6} e no caso do modelo M5G2, o valor médio lido nos extensómetros 9-10 (Figura 3.8) foi de 3077×10^{-6} e nos extensómetros 7-8 (Figura 3.8) de 2051×10^{-6} . Já no caso do modelo M6G2, o valor médio lido nos extensómetros 9-10 foi de 3317×10^{-6} e o valor

5.4 Determinação da Carga e do Deslocamento de Cedência

lido no extensómetro 8 foi de 4574×10^{-6} , o que é um valor bastante diferente do valor experimental da extensão de cedência. No entanto, como o extensómetro 7 deste modelo estava danificado, este valor deve ser considerado com alguma reserva. O pior resultado foi observado no modelo M2G3, com o valor médio lido nos extensómetros 9-10 de 6744×10^{-6} , sendo aceitável o valor médio lido nos extensómetros 7-8 de 2766×10^{-6} . Mas, como se pode verificar da análise das curvas histeréticas extensão *versus* deslocamento apresentadas (Gráficos 5.2 a 5.8), a curva correspondente ao varão instrumentado com os extensómetros 9-10 deste modelo, apresenta um traçado qualitativamente bastante diferente dos restantes, podendo dever-se a uma deformação localizada exactamente na zona de colagem dos extensómetros.

MODELO	δ_y [mm]	+ δ_y [mm]	$\epsilon_{9,10}^{(1)}$ [$\times 10^{-6}$]	- δ_y [mm]	$\epsilon_{7,8}^{(1)}$ [$\times 10^{-6}$]
M1G2	8,75	+8,72	2513	-8,75	2291
M2G2	8,44	+8,40	2687	-8,63	2882
M3G2	7,37	+7,34	2498	-7,29	2494
M4G2	5,71	+5,68	2435	-5,69	2421
M5G2	5,63	+5,67	3077	-5,67	2051
M6G2	7,76	+7,83	3317	-7,70	4574 ⁽²⁾
M2G3	7,14	+7,00	6744	-7,08	2766

(1) No caso do modelo M1G2 tem-se $\epsilon_{3,4}$ em vez de $\epsilon_{9,10}$ e $\epsilon_{1,2}$ em vez de $\epsilon_{7,8}$.

(2) O extensómetro 7 estava danificado sendo este o valor lido no extensómetro 8.

Quadro 5.3 - Valores experimentais do deslocamento de cedência obtido com os ensaios lentos monotónicos, amplitudes do quarto ciclo dos ensaios lentos cíclicos e extensões respectivas nos varões traccionados.

LEGENDA

δ_y - valor experimental do deslocamento de cedência determinado a partir dos modelos submetidos a ensaios monotónicos.

+ δ_y - valor da amplitude positiva do quarto ciclo do histograma de deslocamentos dos ensaios cíclicos.

- δ_y - valor da amplitude negativa do quarto ciclo do histograma de deslocamentos dos ensaios cíclicos.

$\epsilon_{1,2}$; $\epsilon_{3,4}$; $\epsilon_{7,8}$; $\epsilon_{9,10}$ - valor médio da extensão nos extensómetros indicados em índice, numerados de acordo com a Figura 3.8.

Apresenta-se um quadro resumo (Quadro 5.4), onde se confrontam os valores da carga e do deslocamento de cedência, calculados a partir dos resultados dos ensaios lentos monotónicos, com os valores correspondentes dos ensaios lentos cíclicos, determinados a partir das curvas correspondentes ao quarto ou ao quinto ciclo.

Da análise dos valores do Quadro 5.4, constata-se que o valor do deslocamento de cedência dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos aproxima-se do valor do deslocamento de cedência do modelo correspondente submetido a ensaio lento cíclico, para uma amplitude no mesmo sentido, exceptuando os modelos M6G2 e M2G3. O valor do deslocamento de cedência dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos difere do valor do deslocamento de

5. Análise Experimental, Ensaio Lentos Cíclicos

cedência do modelo correspondente submetido a ensaio lento cíclico, para uma amplitude no sentido oposto, exceptuando os modelos M3G2, M4G2 e M2G3.

Em todo o caso, atendendo às diferenças inevitáveis entre modelos de betão armado e ao facto dos parâmetros, que se pretendia obter a partir dos resultados dos ensaios lentos cíclicos, não serem praticamente dependentes do histograma adoptado, a solução de definir este último, a partir do deslocamento de cedência determinado com base nos resultados dos ensaios lentos monotónicos dos modelos homólogos, parece ter sido correcta.

Modelos	Ensaio Monotónico		Ensaio Cíclico			
	+ F _y [kN]	+ δ _y [mm]	+ F _y [kN]	+ δ _y [mm]	- F _y [kN]	- δ _y [mm]
M1G1/M1G2	+29,9	+8,75	+31,0	+8,72	-28,3	-10,15
M2G1/M2G2	+57,5	+8,44	+58,7	+8,07	-49,4	-7,46
M3G1/M3G2	+66,8	+7,37	+62,4	+7,79	-59,5	-7,20
M4G1/M4G2	+66,2	+5,71	+57,5	+5,86	-60,6	-5,83
M5G1/M5G2	+64,5	+5,63	+67,4	+4,93	-66,2	-7,29
M6G1/M6G2	+66,7	+7,76	+66,3	+6,24	-63,0	-5,60
M1G3/M2G3	+61,1	+7,14	+52,0	+5,65	-65,6	-6,52

Quadro 5.4 - Confrontação dos valores experimentais da carga de cedência e do deslocamento de cedência obtidos com os ensaios lentos monotónicos e com os ensaios lentos cíclicos.

Em termos de carga de cedência, verifica-se que os valores obtidos a partir dos ensaios lentos monotónicos coincidem razoavelmente, à excepção dos modelos M4G2 e M2G3, com os valores obtidos com os ensaios lentos cíclicos, para amplitude positiva, *i. e.*, para deslocamento da secção de aplicação da força horizontal no mesmo sentido. Os valores obtidos a partir dos ensaios lentos monotónicos coincidem razoavelmente com os valores obtidos com os ensaios lentos cíclicos, para amplitude negativa, *i. e.*, para deslocamento da secção de aplicação da força horizontal no sentido oposto, no caso dos modelos M1G2, M5G2, M6G2 e M2G3 e diferem nos restantes.

Não é fácil justificar as diferenças observadas embora haja, certamente, vários factores que contribuiriam para que as mesmas se verificassem. Já foram referidas a heterogeneidade do material constituinte dos modelos e a imprecisão da localização das armaduras, sendo esta última, provavelmente, a principal responsável pelas diferenças nos valores do deslocamento de cedência. Com certeza, a própria natureza do ensaio cíclico e a conseqüente abertura e fecho alternados de fissuras terá alguma influência, pelo menos numa fase inicial, antes de ocorrer uma estabilização desse sistema em que existe uma componente resistente à tracção não contabilizada por parte do betão, como de resto parecem indicar os resultados obtidos relativamente à carga máxima, apresentados no ponto 5.6.

No que concerne às diferenças nos valores da carga de cedência, convém referir que, relativamente aos modelos M3G2 e M4G2, embora os valores obtidos nos ensaios lentos cíclicos, para amplitude

5.4 Determinação da Carga e do Deslocamento de Cedência

negativa, sejam significativamente diferentes dos valores obtidos nos ensaios lentos monotônicos, são da mesma ordem de grandeza dos valores obtidos nos ensaios lentos cíclicos, para amplitude positiva. De salientar ainda que, no caso do modelo com o reforço não aderente, M2G2, ao contrário dos anteriores, a maior diferença é entre o valor obtido no ensaio lento cíclico para amplitude negativa e o valor obtido nesse mesmo ensaio para amplitude positiva. O valor analítico indicado em 4.3 variava entre cerca de $50kN$ e $70kN$, tendo-se concluído nesse ponto, que o comportamento do modelo M2G1 não seria completamente não aderente conforme pretendido, mobilizando algum atrito, não sendo também contudo monolítico. É possível que o modelo M2G2 mobilize algum atrito no sentido definido como positivo, apresentando um comportamento análogo ao modelo homólogo submetido a ensaio lento monotónico e, no sentido arbitrado negativo, não seja capaz de o mobilizar, apresentando um comportamento próximo do comportamento não aderente teórico. Finalmente, em relação ao modelo M2G3, em que o valor da carga de cedência para amplitude positiva é bastante diferente do correspondente valor para amplitude negativa e do valor obtido no ensaio lento monotónico, a esse facto talvez não seja alheio o problema já referido verificado com os extensómetros.

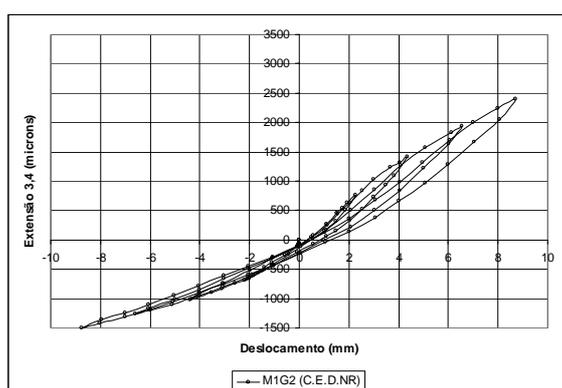


Gráfico 5.2 (a) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 3 e 4 vs deslocamento do modelo M1G2.

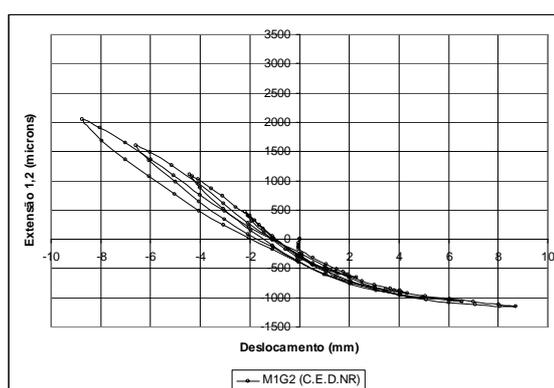


Gráfico 5.2 (b) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 1 e 2 vs deslocamento do modelo M1G2.

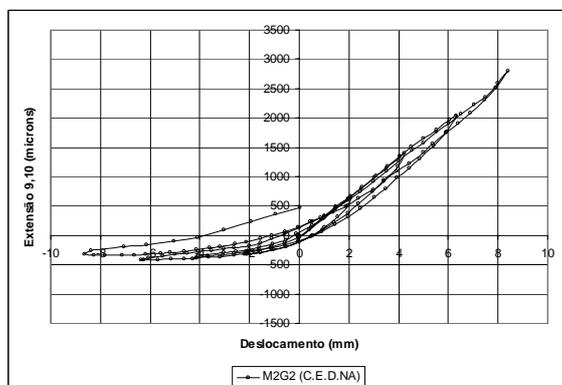


Gráfico 5.3 (a) - Curva histerética extensão média registada nos

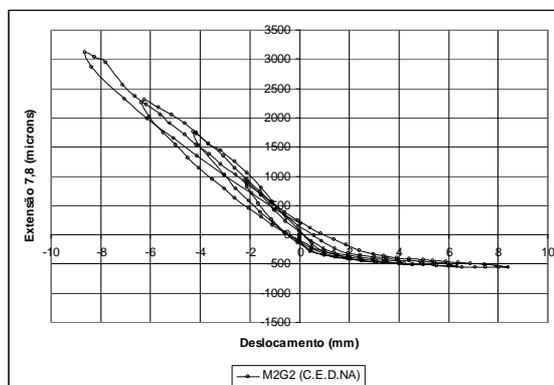


Gráfico 5.3 (b) - Curva histerética extensão média registada nos

5. Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

extensómetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M2G2.

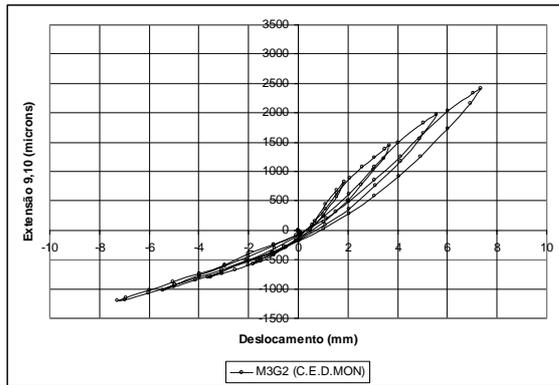


Gráfico 5.4 (a) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M3G2.

extensómetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M2G2.

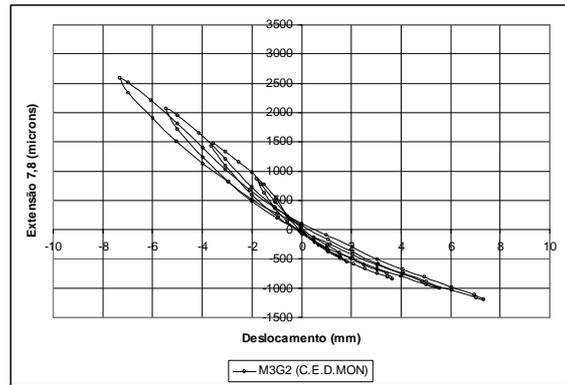


Gráfico 5.4 (b) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M3G2.

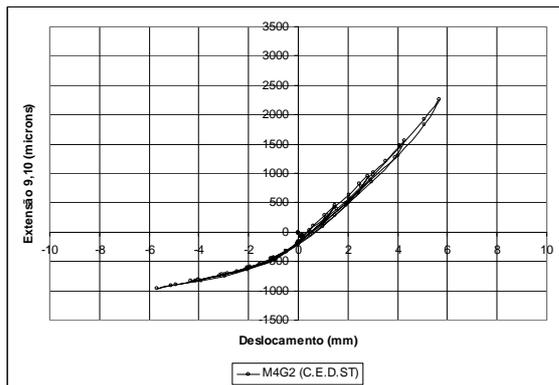


Gráfico 5.5 (a) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M4G2.

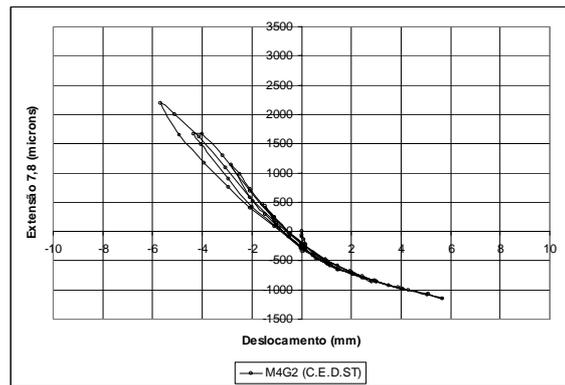


Gráfico 5.5 (b) - Curva histerética extensão média registada nos extensómetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M4G2.

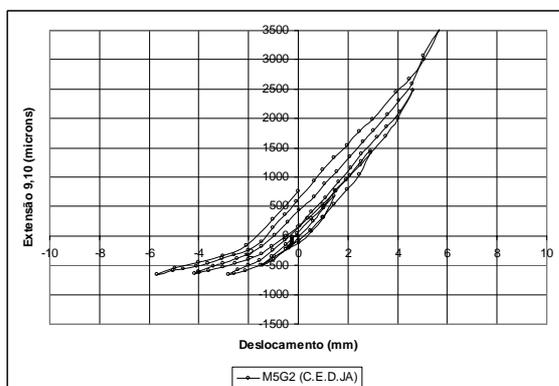


Gráfico 5.6 (a) - Curva histerética extensão média registada nos

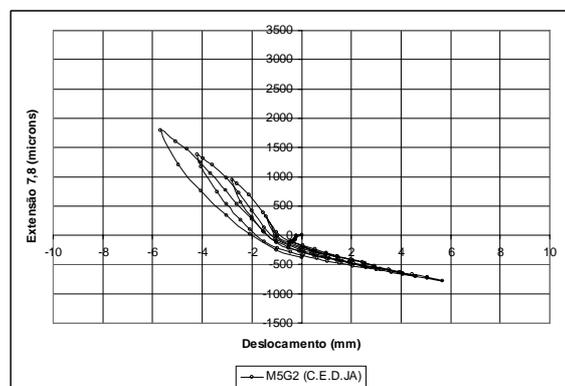
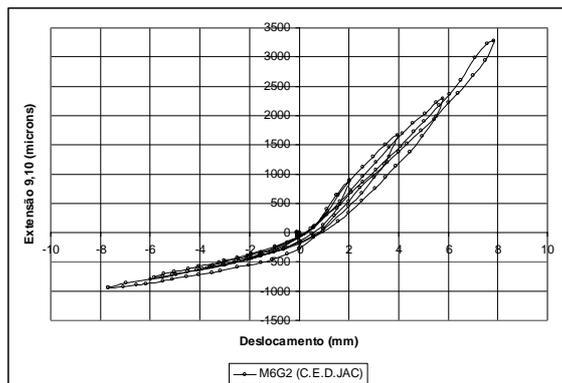


Gráfico 5.6 (b) - Curva histerética extensão média registada nos

5.4 Determinação da Carga e do Deslocamento de Cedência

extensômetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M5G2.



extensômetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M5G2.

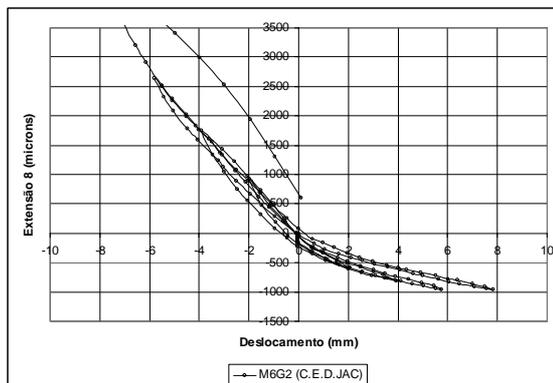


Gráfico 5.7 (a) - Curva histerética extensão média registrada nos extensômetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M6G2.

Gráfico 5.7 (b) - Curva histerética extensão média registrada nos extensômetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M6G2.

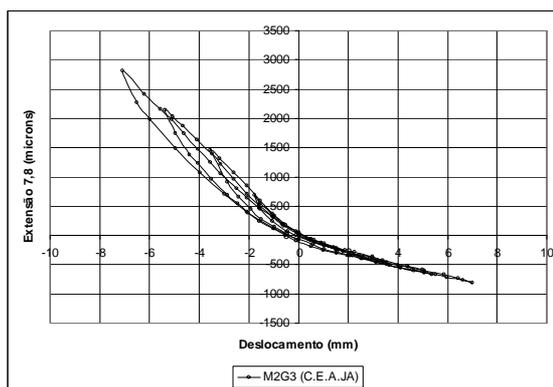
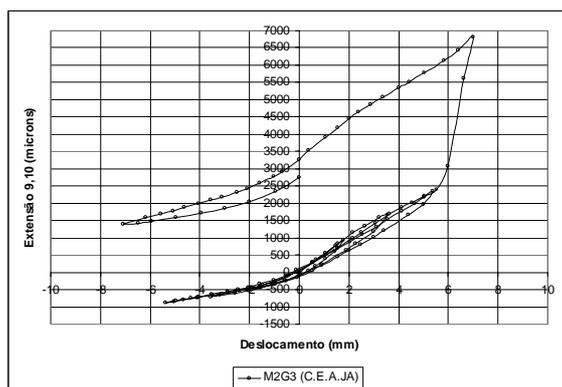


Gráfico 5.8 (a) - Curva histerética extensão média registrada nos extensômetros 9 e 10 vs deslocamento do modelo M2G3.

Gráfico 5.8 (b) - Curva histerética extensão média registrada nos extensômetros 7 e 8 vs deslocamento do modelo M2G3.

5.5 Diagramas Histeréticos Carga versus Deslocamento

Apresentam-se um quadro resumo (Quadro 5.5) dos picos da carga horizontal, em kN , para cada um dos ciclos dos diagramas histeréticos, força horizontal *versus* deslocamento da secção de aplicação da mesma (Gráficos 5.9 a 5.15), resultantes dos ensaios lentos cíclicos realizados com os sete modelos referidos.

ciclo	δ/δ_y	M1G2	M2G2	M3G2	M4G2	M5G2	M6G2	M2G3
1	+0,25	+17,80	+25,06	+35,92	+20,02	+33,11	+39,06	+25,26
1	-0,25	-14,46	-27,42	-34,03	-24,27	-22,18	-38,41	-32,32
2	+0,50	+23,10	+40,24	+47,24	+31,67	+48,49	+53,33	+40,24
2	-0,50	-19,43	-39,33	-42,20	-40,63	-37,89	-53,85	-47,50
3	+0,75	+27,48	+52,08	+56,01	+43,64	+65,50	+63,99	+51,23
3	-0,75	-22,84	-46,26	-54,37	-50,65	-48,03	-64,65	-59,48
4	+1,00	+31,02	+59,54	+62,82	+57,38	+70,67	+72,83	+59,09
4	-1,00	-25,85	-51,23	-61,31	-60,07	-57,91	-73,74	-68,64
5	+2	+34,02	+66,94	+72,70	+73,74	+77,41	+79,11	+69,49
5	-2	-31,28	-55,55	-66,55	-70,60	-75,05	-77,60	-79,37
6	+2	+32,39	+62,68	+67,66	+70,99	+72,43	+74,14	+63,34
6	-2	-30,56	-52,28	-68,51	-68,44	-72,04	-74,40	-77,41
7	+2	+32,39	+61,44	+65,89	+70,27	+73,15	+72,30	+61,96
7	-2	-30,03	-50,78	-67,59	-65,43	-67,33	-72,76	-75,77
8	+4	+33,50	+68,64	+71,45	+80,29	+80,61	+79,96	+72,43
8	-4	-32,26	-60,26	-73,55	-75,25	-78,85	-76,88	-82,44
9	+4	+32,06	+64,52	+66,54	+69,49	+74,53	+74,99	+64,39
9	-4	-28,73	-53,66	-70,80	-72,63	-75,31	-76,10	-78,98
10	+4	+30,95	+58,43	+63,73	+70,54	+72,70	+71,65	+62,55
10	-4	-23,82	-49,47	-68,31	-71,06	-73,68	-72,89	-77,28
11	+6	+30,49	+64,91	+65,50	+77,80	+77,60	+73,74	+68,64
11	-6	-19,76	-50,32	-65,63	-74,66	-76,29	-76,30	-80,35
12	+6	+24,34	+60,85	+61,24	+70,80	+72,70	+68,64	+58,50
12	-6	-15,83	-41,22	-60,07	-71,71	-73,42	-69,29	-76,95
13	+6	+20,87	+50,91	+57,06	+68,97	+68,44	+65,96	+56,27
13	-6	-13,15	-38,28	-53,13	-69,49	-70,80	-62,62	-73,68
14	+8	-	+62,16	+59,94	+72,89	+73,42	+49,93	+56,80
14	-8	-	-39,06	-44,10	-72,17	-72,37	-48,81	-74,66
15	+8	-	+57,58	+49,99	+66,81	+68,77	+39,65	+49,47
15	-8	-	-34,55	-36,45	-67,79	-69,55	-42,27	-52,48
16	+8	-	+51,43	+39,98	+62,95	+61,18	+38,15	+38,80
16	-8	-	-31,67	-28,33	-65,83	-67,33	-36,19	-47,05

Quadro 5.5 - Picos da força horizontal dos diagramas histeréticos relativos aos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos.

δ/δ_y - relação entre a amplitude do ciclo (positiva ou negativa) e o deslocamento de cedência.

5.5 Diagramas Histeréticos Carga versus Deslocamento

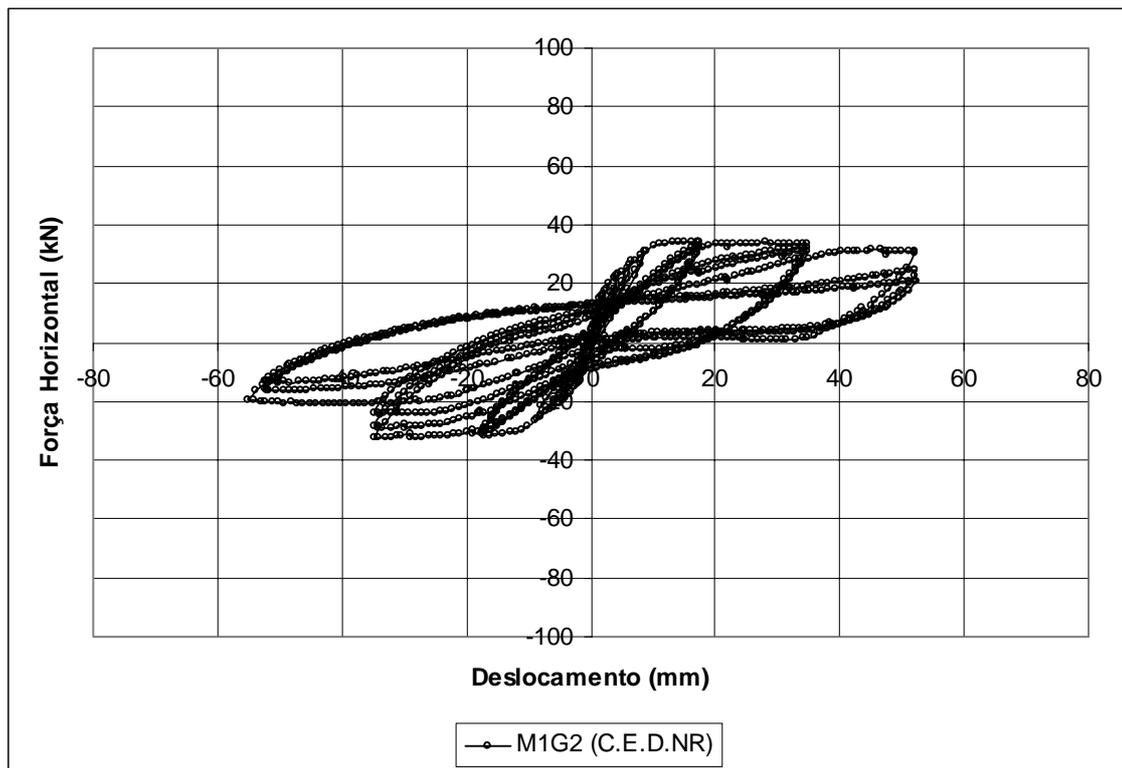


Gráfico 5.9 - Curva histerética força horizontal *versus* deslocamento do modelo M1G2.

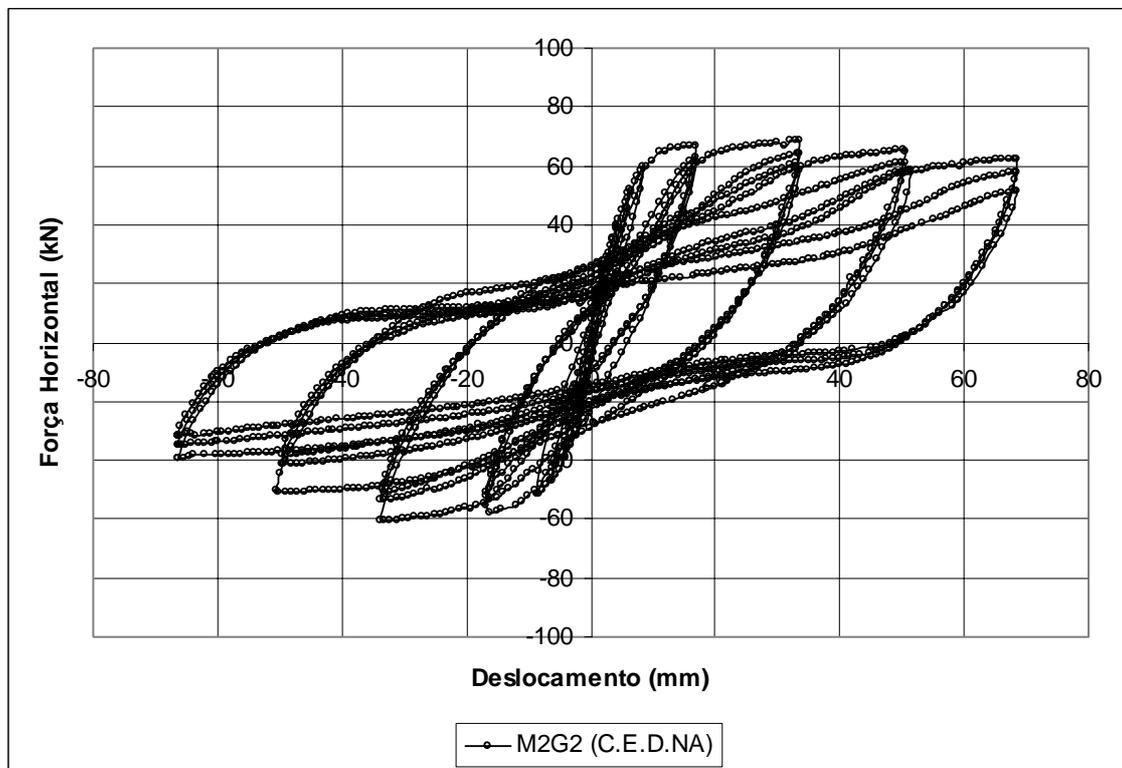


Gráfico 5.10 - Curva histerética força horizontal *versus* deslocamento do modelo M2G2.

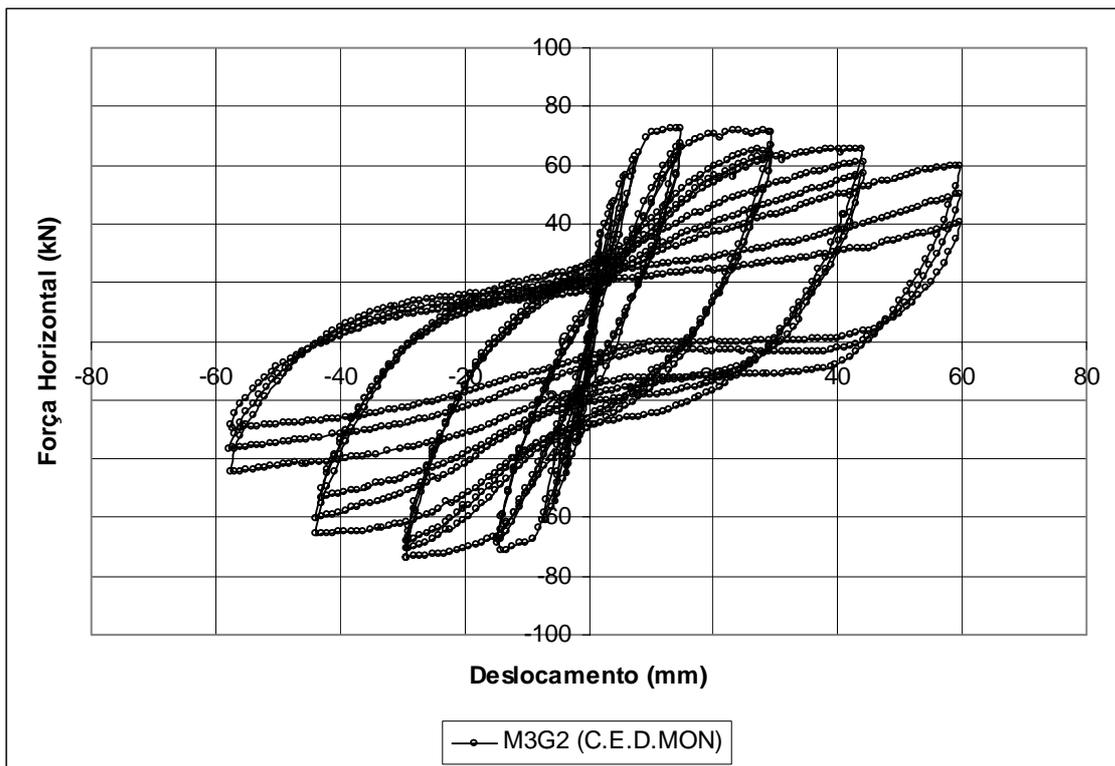


Gráfico 5.11 - Curva histerética força horizontal *versus* deslocamento do modelo M3G2.

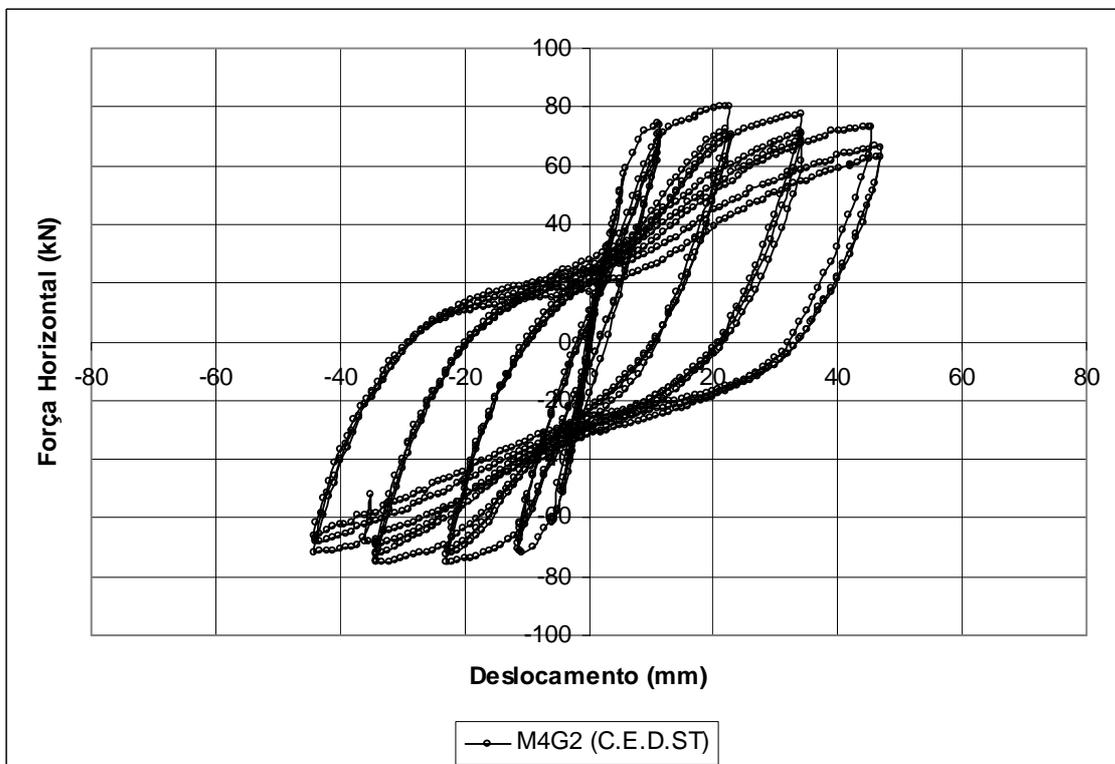


Gráfico 5.12 - Curva histerética força horizontal *versus* deslocamento do modelo M4G2.

5.5 Diagramas Histeréticos Carga versus Deslocamento

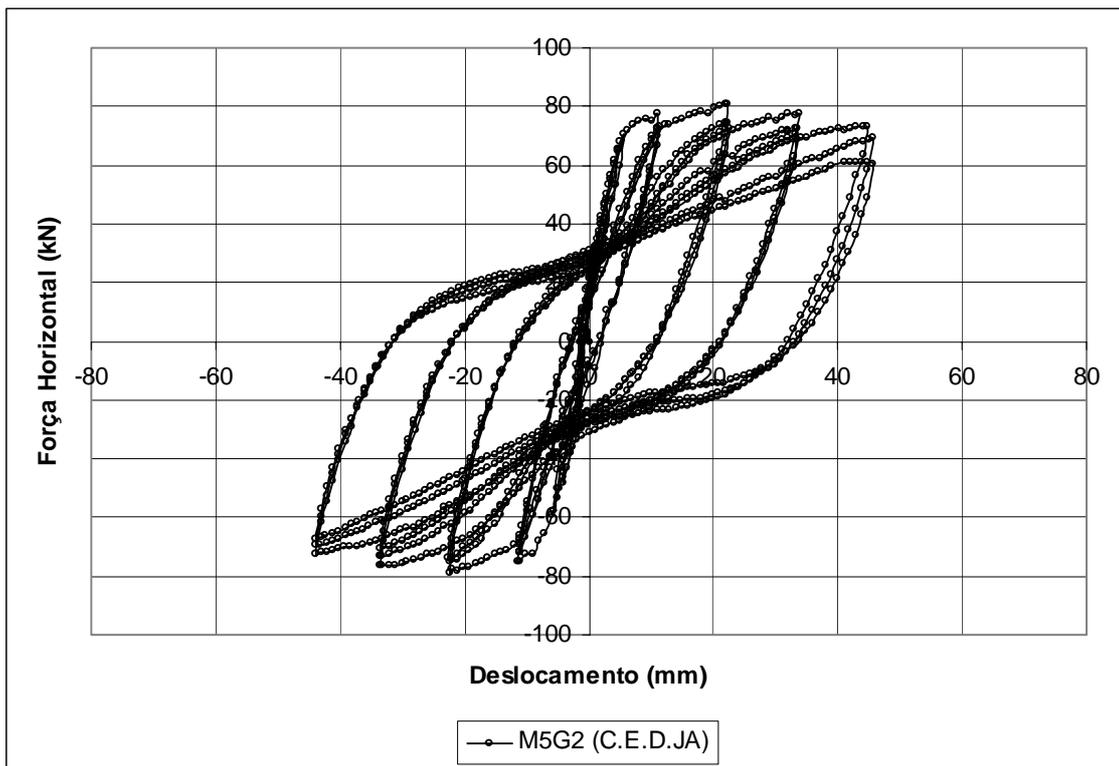


Gráfico 5.13 - Curva histerética força horizontal *versus* deslocamento do modelo M5G2.

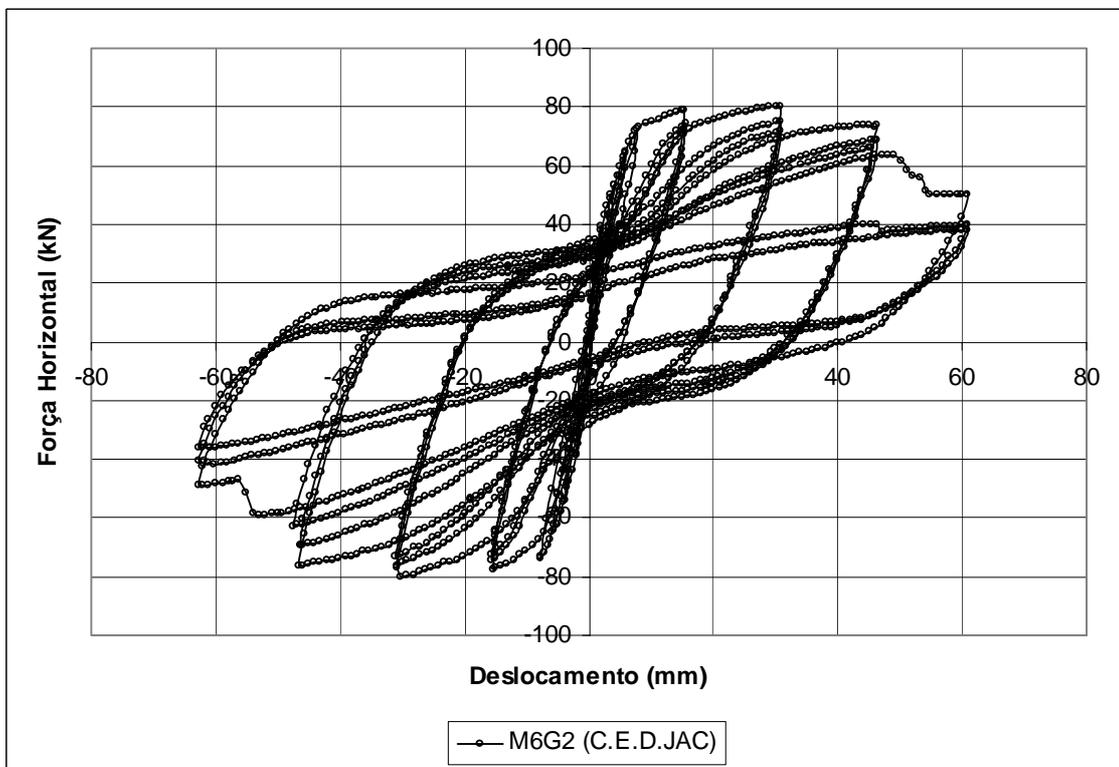


Gráfico 5.14 - Curva histerética força horizontal *versus* deslocamento do modelo M6G2.

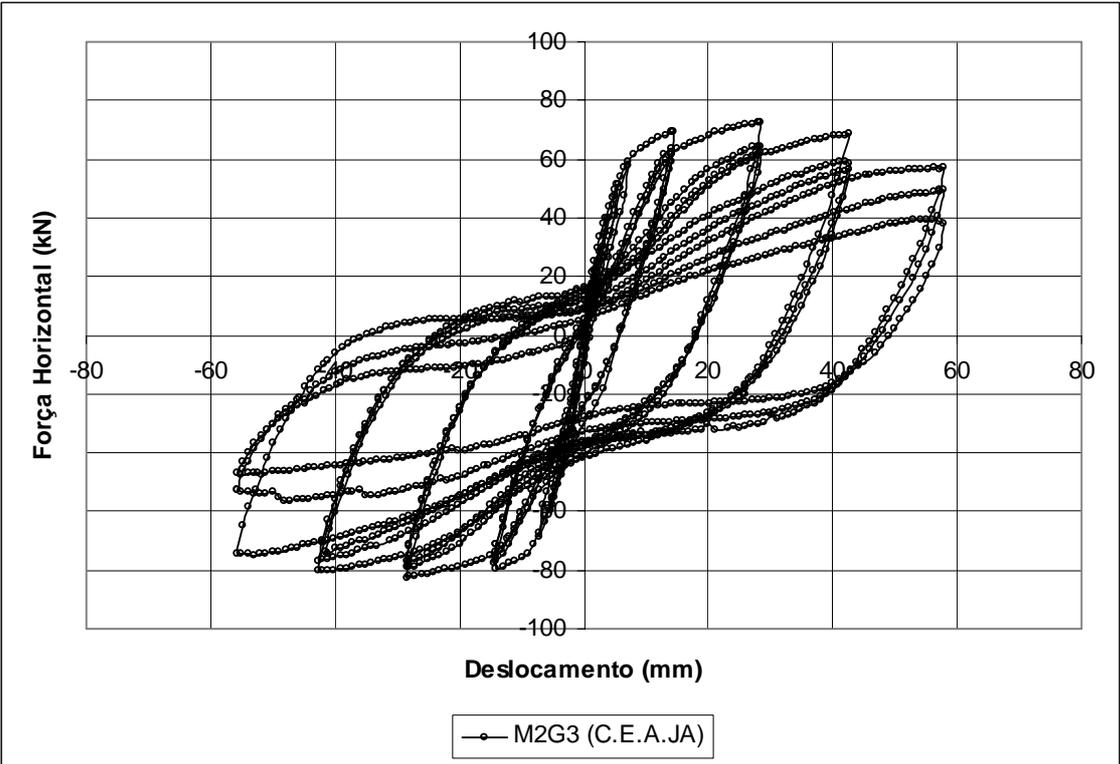


Gráfico 5.15 - Curva histerética força horizontal versus deslocamento do modelo M2G3.

5.6 Análise da Carga Máxima e Respetivo Deslocamento

Tendo-se levantado, no ponto 4.4, referente aos ensaios lentos monotónicos, uma suspeição relativamente à fiabilidade do valor obtido da carga máxima do modelo M5G1, considerou-se relevante efectuar uma análise comparada dos valores obtidos naqueles ensaios com os valores obtidos nos ensaios lentos cíclicos correspondentes. Apresentam-se, no Quadro 5.6, os valores da carga máxima e respectivo deslocamento da secção de aplicação da mesma, obtidos a partir dos resultados dos ensaios lentos monotónicos e dos resultados dos ensaios lentos cíclicos.

Modelos	Ensaio Monotónicos		Ensaio Cíclicos				Relação
	$F_{max,mt}$ [kN]	$\delta_{max,mt}$ [mm]	$F_{max,cic}$ [kN] / ciclo				$F_{max,mt}/F_{max,cic}$
M1G1 / M1G2	33,3	20,2	34,0	5	-32,3	8	0,98
M2G1 / M2G2	71,5	59,1	68,6	8	-60,3	8	1,04
M3G1 / M3G2	73,5	101,2	72,7	5	-73,6	8	1,00
M4G1 / M4G2	77,5	18,7	80,3	8	-75,3	8	0,97
M5G1 / M5G2	96,9	75,0	80,6	8	-78,9	8	1,20
M6G1 / M6G2	83,8	33,0	80,0	8	-77,6	5	1,05
M1G3 / M2G3	80,7	29,2	72,4	8	-82,4	8	0,98

Quadro 5.6 - Confrontação dos valores da força máxima e respectivo deslocamento obtidos com os ensaios monotónicos e cíclicos.

LEGENDA

$F_{max,mt}$ - valor máximo da carga horizontal registado nos ensaios lentos monotónicos.

$\delta_{max,mt}$ - valor do deslocamento correspondente ao valor máximo da carga horizontal registado nos ensaios lentos monotónicos.

$F_{max,cic}$ - valor máximo da carga horizontal registado nos ensaios lentos cíclicos.

Da análise deste quadro, verifica-se que a relação entre o valor da força máxima calculada a partir dos resultados dos ensaios lentos monotónicos e o valor da mesma obtido a partir dos resultados dos ensaios lentos cíclicos varia entre 0,97 e 1,05, para todos os modelos à excepção dos modelos M5G1 e M5G2, o que representa uma concordância quase perfeita. Verifica-se ainda que os modelos M4G2, M5G2 e M6G2, apresentam o mesmo valor da força máxima, o que seria de esperar, atendendo a que não ocorreu descolamento do reforço. De salientar ainda o facto de, à excepção do modelo não reforçado, M1G2, todos os modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos terem atingido a força máxima no oitavo ciclo. Das constatações anteriores e atendendo ao facto da relação entre os valores referidos ser de 1,20 para os modelos M5G1 e M5G2, decorre ser válida a suspeita levantada no ponto 4.4 relativamente à reserva que mereciam os resultados do ensaio lento monotónico do modelo M5G1.

De referir também que o valor da carga máxima, no caso dos modelos M3G2 e M2G3, foi atingido para amplitudes negativas e, nos restantes modelos, para amplitudes positivas, verificando-se uma diferença significativa, nos modelos M2G2 e M2G3, dos valores da carga máximos para amplitudes positiva e negativa.

5.7 Determinação da Carga de Rotura e Respectivo Deslocamento

Existem vários critérios para definir a rotura de modelos sujeitos a ensaios lentos cíclicos não havendo, contudo, nenhuma norma ou recomendação para o caso de elementos de betão armado. Normalmente, a carga de rotura é definida como a carga associada ao último pico, depois do pico correspondente à carga máxima, cujo valor ainda é superior a uma dada percentagem do valor daquela ou do valor da carga de cedência [CEB-BI N163-1983, Chung *et al.* 1989, Saatciolo e Ozcebe 1989, Gomes 1992].

Decidiu-se, com o objectivo de comparar o comportamento dos sete modelos ensaiados, considerar os três critérios de rotura mais habitualmente usados, ou seja, considerar que a carga de rotura é a carga associada ao último pico, depois do pico correspondente à carga máxima, cujo valor ainda é superior a F_y , $0,75F_y$ ou $0,8F_{max}$. Atendendo à não simetria dos modelos, que se traduz nas diferenças obtidas entre os valores da carga de cedência e da carga de rotura nos ensaios lentos cíclicos, para amplitude positiva e para amplitude negativa, decidiu-se considerar inicialmente, duas cargas de rotura, uma para amplitude positiva e outra para amplitude negativa. Assumiu-se que a carga de rotura, para uma amplitude de determinado sinal, é a carga associada ao último pico desse sinal, depois do pico correspondente à carga máxima do mesmo sinal, cujo valor ainda é superior ao respectivo valor de referência. Posteriormente considerou-se que a carga de rotura é a carga de rotura determinada para as amplitudes de ambos os sinais que ocorre primeiro.

Apresenta-se, no Quadro 5.7, o valor das cargas de referência: o valor da carga de cedência, $+F_y$, calculado a partir dos resultados dos ensaios lentos cíclicos para amplitude positiva, o valor da carga de cedência, $-F_y$, calculado a partir dos resultados dos ensaios lentos cíclicos para amplitude negativa, os valores $+0,75F_y$ e $-0,75F_y$ e os valores $+0,80F_{max}$ e $-0,80F_{max}$.

Modelo	F_y [kN]		$0,75 F_y$ [kN]		$0,8 F_{max}$ [kN]	
M1G2	+31,0	-28,3	+23,3	-21,2	+27,2	-25,8
M2G2	+58,7	-49,4	+44,0	-37,1	+54,9	-48,2
M3G2	+62,4	-59,5	+46,8	-44,6	+58,2	-58,8
M4G2	+57,5	-60,6	+43,1	-45,5	+64,2	-60,2
M5G2	+67,4	-66,2	+50,6	-49,7	+64,5	-63,1
M6G2	+66,3	-63,0	+49,7	-47,3	+64,0	-62,1
M2G3	+59,1	-65,6	+44,3	-49,2	+57,9	-66,0

Quadro 5.7 - Valores determinados experimentalmente das cargas de referência para cada um dos critérios de rotura adoptados.

Nos quadros seguintes (Quadros 5.8 a 5.10), apresentam-se os valores da percentagem da carga de referência, da carga de rotura e a amplitude e o ciclo em que esta ocorreu, em cada um dos modelos, de acordo com cada um dos critérios de rotura considerados.

5.7 Determinação da Carga de Rotura e Respetivo Deslocamento

Modelo	Amplitude Positiva				Amplitude Negativa			
	F_y [kN]	F_{rot} [kN]	δ / δ_y	ciclo	$-F_y$ [kN]	$-F_{rot}$ [kN]	$-\delta / \delta_y$	ciclo
M1G2	+31,0	+32,1	+4	9	-28,3	-28,7	-4	9
M2G2	+58,7	+64,5	+4	9	-49,4	-50,3	-6	11
M3G2	+62,4	+65,5	+6	11	-59,5	-60,1	-6	12
M4G2	+57,5	-	-	-	-60,6	-	-	-
M5G2	+67,4	+68,8	+8	15	-66,2	-	-	-
M6G2	+66,3	+68,6	+6	12	-63,0	-69,3	-6	12
M2G3	+59,1	+68,6	+6	11	-65,6	-74,7	-8	14

Quadro 5.8 - Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o primeiro critério de rotura considerado.

Modelo	Amplitude Positiva				Amplitude Negativa			
	$0,75F_y$	F_{rot} [kN]	δ / δ_y	ciclo	$-0,75F_y$	$-F_{rot}$ [kN]	$-\delta / \delta_y$	ciclo
M1G2	+23,3	+24,3	+6	12	-21,2	-23,8	-4	10
M2G2	+44,0	-	-	-	-37,1	-39,1	-8	14
M3G2	+46,8	+50,0	+8	15	-44,6	-53,1	-6	13
M4G2	+43,1	-	-	-	-45,5	-	-	-
M5G2	+50,6	-	-	-	-49,7	-	-	-
M6G2	+49,7	+49,9	+8	14	-47,3	-48,8	-8	14
M2G3	+44,3	+49,5	+8	15	-49,2	-52,5	-8	15

Quadro 5.9 - Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o segundo critério de rotura considerado.

Modelo	Amplitude Positiva				Amplitude Negativa			
	$0,8F_{max}$	F_{rot} [kN]	δ / δ_y	ciclo	$-0,8F_{max}$	$-F_{rot}$ [kN]	$-\delta / \delta_y$	ciclo
M1G2	+27,2	+30,5	+6	11	-25,8	-28,7	-4	9
M2G2	+54,9	+60,9	+6	12	-48,2	-50,3	-6	11
M3G2	+58,2	+61,2	+6	12	-58,8	-60,1	-6	12
M4G2	+64,2	+66,8	+8	15	-60,2	-	-	-
M5G2	+64,5	+68,8	+8	15	-63,1	-	-	-
M6G2	+64,0	+66,0	+6	13	-62,1	-62,6	-6	13
M2G3	+57,9	+58,5	+6	12	-66,0	-74,7	-8	14

Quadro 5.10 - Carga de rotura, amplitude e ciclo em que ocorreu de acordo com o terceiro critério de rotura considerado.

Atendendo a que só se verificou descolamento do reforço no modelo em que tal foi provocado, M2G2, o comportamento dos modelos M4G2, M5G2 e M6G2 deveria ser idêntico, uma vez que a única diferença entre eles residia no tipo de tratamento a que a interface foi submetida. Deveria

ainda ser aproximadamente igual ao comportamento do modelo M2G3, pois concluiu-se dos ensaios lentos monotónicos que o facto do reforço ser efectuado antes ou depois de aplicado o esforço axial não tem importância significativa e ser ligeiramente diferente do comportamento do modelo M3G2, uma vez que neste modelo o betão do reforço é o mesmo do pilar original, e ainda ser significativamente diferente do comportamento do modelo M2G2 e bastante diferente do comportamento do modelo não reforçado, M1G2.

Efectuando uma análise comparada dos resultados obtidos com os sete modelos ensaiados, utilizando o primeiro critério de rotura, $F_{rot} > F_y$, constata-se que a primeira das condições referidas no parágrafo anterior é verdadeira, ou seja, a carga de rotura dos modelos M5G2 e M6G2 é **idêntica**, $68,8kN$ e $68,6kN$, não se tendo obtido nenhum valor para o modelo M4G2. De referir que o facto da amplitude para a qual se atingiu a carga de rotura ser diferente nesses dois modelos se deve provavelmente a que a amplitude correspondente a $8\delta_y$ no caso do modelo M5G2 é $45,04mm$ e a amplitude correspondente a $6\delta_y$ no caso do modelo M6G2 é $46,56mm$. A segunda das condições também se verifica, *i. e.*, a carga de rotura do modelo M2G3 é de $68,6kN$, idêntica à dos modelos anteriores, confirmando a conclusão de que **o facto do reforço ser realizado antes ou depois de aplicado o esforço axial não tem significativa relevância**. Também a terceira afirmação é verdadeira, pois o valor da carga de rotura do modelo M3G2, $65,5kN$, é **sensivelmente inferior** à dos modelos já referidos provavelmente pela razão exposta. A quarta afirmação já não é inteiramente verdadeira, uma vez que a carga de rotura do modelo M2G2 não é **significativamente diferente** da dos modelos M5G2 e M6G2. Uma explicação possível poderá residir no facto, já referido, do comportamento deste modelo, para amplitudes positivas, se aproximar mais do comportamento teórico monolítico do que do comportamento teórico não aderente. De referir a grande diferença entre o valor da carga de rotura deste modelo para amplitude positiva e para amplitude negativa. De notar ainda que a amplitude, para a qual se verificou a carga de rotura deste modelo, $4\delta_y=33,76mm$, foi inferior à amplitude para a qual se verificou a carga de rotura nos modelos M5G2, M6G2 e M2G3, $45,04$, $46,56$ e $42,84mm$, respectivamente. Finalmente, em relação à quinta e última afirmação, também se observa uma **diferença considerável** entre a carga de rotura do modelo não reforçado, $32,1kN$, e dos modelos M5G2 e M6G2, sendo também consideravelmente inferior a amplitude para a qual se verifica essa carga, $4\delta_y=35,00mm$.

Utilizando o segundo critério de rotura, $F_{rot} > 0,75F_y$, nada se pode concluir relativamente à primeira afirmação uma vez que não se atingiu, nos ciclos realizados, a carga de rotura para os modelos M4G2 e M5G2. A segunda afirmação verifica-se, ou seja, a carga de rotura do modelo M2G3, $49,5kN$, é **idêntica** à carga de rotura do modelo M6G2, $49,9kN$. A terceira afirmação também é verdadeira, pois a carga de rotura do modelo M3G2, $44,6kN$, é **sensivelmente inferior** à dos modelos M6G2 e M2G3. A quarta afirmação verifica-se inteiramente neste caso, *i. e.*, a carga de rotura do modelo M2G2, $39,1kN$, é **significativamente inferior** à dos modelos M6G2 e M2G3. De referir no entanto, que a carga de rotura do primeiro é atingida para uma amplitude de

$8\delta_y=67,52mm$, superior à dos outros. A quinta e última afirmação verifica-se igualmente uma vez que a carga de rotura do modelo M2G2, $23,8kN$, é **bastante inferior** à dos modelos M6G2 e M2G3, sendo igualmente atingida para uma amplitude inferior, $4\delta_y=35,00mm$.

Utilizando o terceiro critério de rotura, $F_{rot} > 0,75F_{max}$, verifica-se que a primeira afirmação é verdadeira, ou seja, as cargas de rotura dos modelos M4G2, M5G2 e M6G2 são **semelhantes**, $66,8$, $68,8$ e $66,0kN$, respectivamente, tendo sido atingidas para amplitudes igualmente semelhantes, $45,68$, $45,04$ e $46,56mm$, respectivamente. A segunda afirmação já não se verifica totalmente uma vez que a carga de rotura do modelo M2G3, $58,5kN$, é inferior à dos modelos referidos. De notar no entanto que no ciclo imediatamente anterior, o valor da carga era de $68,6kN$, tendo havido portanto uma grande perda de resistência nesse ciclo. A terceira afirmação é ainda verdadeira, pois a carga de rotura do modelo M3G2, $61,2kN$, é **ligeiramente inferior** às dos modelos M4G2, M5G2 e M6G2, sendo semelhante a amplitude para a qual esta é atingida, $44,22mm$. A quarta afirmação também se verifica, pois a carga de rotura do modelo M2G2 com reforço não aderente, $50,3kN$, é **significativamente inferior** à dos modelos com reforço aderente sendo atingida para uma amplitude ligeiramente superior, $50,64mm$. A última afirmação é igualmente verdadeira, uma vez que a carga de rotura do modelo M1G2, $28,7kN$, é **bastante inferior** à dos modelos reforçados, sendo atingida para uma amplitude também bastante inferior, $35,00mm$.

5.8 Cálculo da Ductilidade

A ductilidade dos modelos foi outro dos parâmetros seleccionados para comparar o comportamento dos mesmos. Permite avaliar a capacidade de deformação inelástica dos modelos não tendo porém em conta o efeito da repetição dos ciclos de igual amplitude. Utilizou-se a definição de ductilidade em função dos deslocamentos, uma vez que em termos de curvaturas, para as amplitudes envolvidas, a maior parte dos extensómetros resistivos utilizados, TML FLK 6-11, já estavam danificados não sendo portanto possível determinar os respectivos valores. Considerou-se então a ductilidade como a relação entre o deslocamento da secção de aplicação da carga horizontal, quando foi atingida a carga de rotura, e o deslocamento da mesma, quando foi atingida a carga de cedência: $\mu_{\delta} = \delta_{rot} / \delta_y$.

Apresentam-se, sintetizadamente, no Quadro 5.11, os valores da carga de rotura e respectivo deslocamento, do deslocamento de cedência e da ductilidade, para cada um dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos, de acordo com cada um dos critérios de rotura utilizados.

Modelo	$F > F_y$			$F > 0,75 F_y$			$F > 0,8 F_{max}$		
	F_{rot} [kN]	δ_{rot}/δ_y	μ_{δ}	F_{rot} [kN]	δ_{rot}/δ_y	μ_{δ}	F_{rot} [kN]	δ_{rot}/δ_y	μ_{δ}
M1G2	+32,1	35,00/8,72	4,0	-23,8	35,0/10,15	3,4	-28,7	35,0/10,15	3,4
M2G2	+64,5	33,76/8,07	4,2	-39,1	67,52/7,46	9,1	-50,3	50,64/7,46	6,8
M3G2	+65,5	44,22/7,79	5,7	-53,1	44,22/7,20	6,1	+61,2	44,22/7,79	5,7
M4G2	-	-	-	-	-	-	+66,8	45,68/5,86	7,8
M5G2	+68,8	45,04/4,93	9,1	-	-	-	+68,8	45,04/4,93	9,1
M6G2	+68,6	45,56/6,24	7,3	+49,9	62,08/6,24	9,9	+66,0	46,56/6,24	7,5
M2G3	+68,6	42,84/5,65	7,6	+49,5	57,12/5,65	10,1	+58,5	42,84/5,65	7,6

Quadro 5.11 - Valores da carga de rotura e respectivo deslocamento, do deslocamento de cedência e da ductilidade para os modelos submetidos a ensaios cíclicos de acordo com cada um dos critérios de rotura utilizados.

Adoptando o primeiro critério de rotura, verifica-se que as ductilidades dos modelos M5G2 e M6G2, respectivamente 9,1 e 7,3, são elevadas não sendo contudo iguais, ao contrário do que seria de esperar. A ductilidade do modelo M2G3, 7,6, é sensivelmente igual à do modelo M6G2 confirmando a não influência do facto do reforço ser efectuado antes ou depois de aplicado o esforço axial. Verifica-se, igualmente, que a ductilidade dos modelos reforçados é superior à do modelo monolítico, 5,7. Observa-se ainda que o modelo M2G2 apresenta uma ductilidade muito reduzida, 4,2, relativamente aos modelos com reforço aderente e mesmo ao modelo monolítico, sendo semelhante à ductilidade do modelo não reforçado, 4,0.

De acordo com o segundo critério de rotura, verifica-se uma grande ductilidade dos modelos M6G2 e M2G3, respectivamente 9,9 e 10,1 e, sendo estes valores praticamente iguais, conclui-se igualmente não ter influência o facto do reforço ser realizado antes ou depois da aplicação do

esforço axial. Constatou-se também que a ductilidade destes modelos é significativamente superior à do modelo monolítico, 6,1. A ductilidade do modelo não reforçado é bastante reduzida, 3,4, e inferior à ductilidade calculada assumindo o critério de rotura anterior devido ao facto do deslocamento de cedência ser superior para amplitude negativa neste modelo. Curiosamente, e ao contrário do que se concluiu adoptando o primeiro critério de rotura, a ductilidade do modelo M2G2 é bastante elevada, 9,1, sendo praticamente igual à dos modelos com reforço aderente e bastante superior à do modelo monolítico.

Finalmente, admitindo o terceiro critério de rotura, verifica-se que as ductilidades dos modelos M4G2, M5G2 e M6G2, respectivamente 7,8, 9,1 e 7,5, são elevadas, apresentando o segundo um valor inexplicavelmente superior aos dos restantes. Novamente se constata que o modelo M2G3 apresenta uma ductilidade idêntica à dos modelos anteriores, 7,6. Observa-se também que os modelos reforçados exibem uma ductilidade bastante superior à do modelo monolítico, 5,7. Mais uma vez, a ductilidade do modelo não reforçado é muito baixa em relação aos restantes modelos, 3,4. A ductilidade do modelo com o reforço não aderente, 6,8, é superior à do modelo monolítico e inferior à dos modelos com reforço aderente.

Qualquer que seja o critério de rotura utilizado, conclui-se que **a ductilidade dos modelos com reforço aderente é superior à do modelo monolítico** e esta por sua vez é superior à do modelo não reforçado. Também se concluiu que **a ductilidade do modelo reforçado depois de aplicado o esforço axial é praticamente igual à dos modelos reforçados antes de aplicado o esforço axial**. O único resultado controverso prende-se com a ductilidade do modelo com reforço não aderente.

5.9 Avaliação da Capacidade de Dissipação de Energia

5.9.1 Energia Dissipada

A capacidade de dissipação de energia foi outro dos parâmetros adoptados para comparar o comportamento dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos. Relativamente à ductilidade apresenta a vantagem de considerar o efeito da repetição de ciclos de igual amplitude. Atendendo ao facto de o nível de deformação imposto aos diversos modelos ser diferente, este parâmetro apresenta o inconveniente de ser independente do mesmo. Utilizou-se a definição de dissipação de energia em função dos deslocamentos, uma vez que em termos de curvaturas, para as amplitudes envolvidas, a maior parte dos extensómetros resistivos utilizados, TML FLK 6-11, já estavam danificados, não sendo portanto possível determinar os respectivos valores. Considerou-se, então, a dissipação de energia em cada ciclo como o valor calculado directamente através da expressão:

$$W = \int F(t) d\delta$$

Apresentam-se sintetizadamente, no Quadro 5.12, os valores em joules da energia dissipada em cada ciclo, para cada um dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos. Seguidamente, apresentam-se os gráficos da energia dissipada em cada ciclo (Gráficos 5.16a a 5.22a) e da energia acumulada (Gráficos 5.16b a 5.22b) para cada um dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos.

ciclo	M1G2	M2G2	M3G2	M4G2	M5G2	M6G2	M2G3
1	19	33	33	11	13	39	21
2	45	77	74	22	45	86	60
3	63	133	109	43	79	132	100
4	83	237	152	64	111	216	146
5	488	1108	969	627	699	1300	979
6	312	677	603	310	412	967	659
7	280	586	516	268	363	872	596
8	1463	3193	3002	2086	2290	3759	3043
9	1342	2721	2599	1701	1921	3273	2639
10	1214	2543	2388	1586	1838	3049	2472
11	2020	4997	4738	3644	3948	5842	5008
12	1400	4105	4000	3339	3599	5184	4429
13	1151	3508	3523	3228	3397	4795	4072
14	-	5549	4998	5008	5290	6236	6213
15	-	4679	3691	4573	4879	3628	4976
16	-	4035	2921	4184	4514	2986	3768

Quadro 5.12 - Energia dissipada em cada ciclo pelos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos.

5.9 Avaliação da Capacidade de Dissipação de Energia

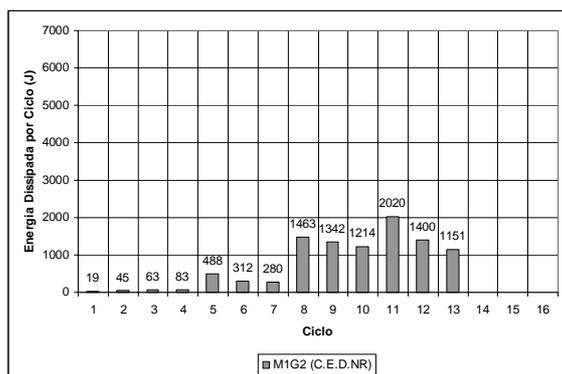


Gráfico 5.16 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M1G2.

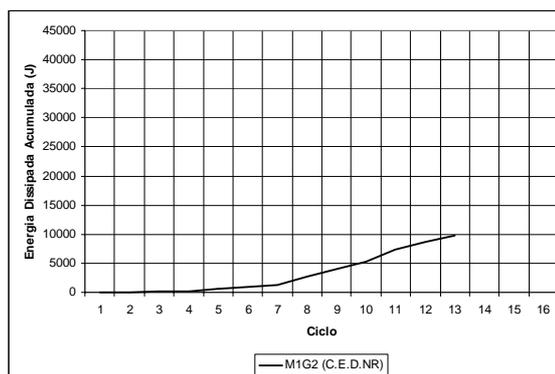


Gráfico 5.16 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M1G2.

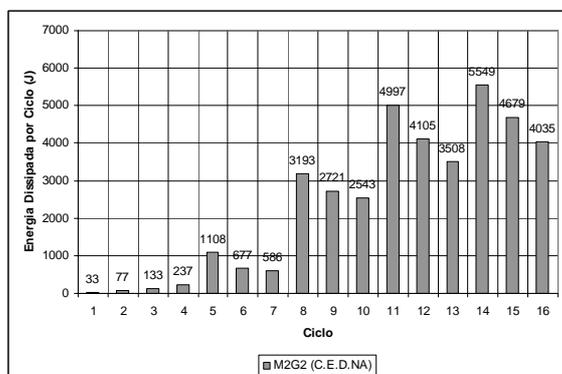


Gráfico 5.17 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M2G2.

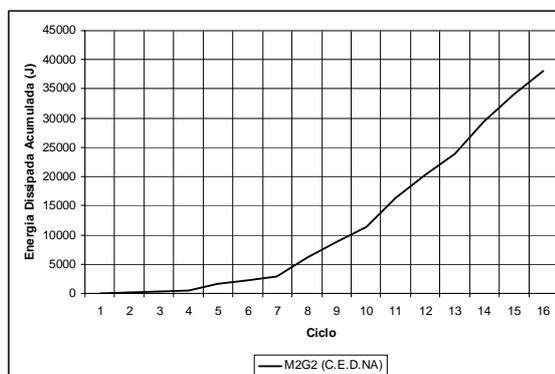


Gráfico 5.17 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M2G2.

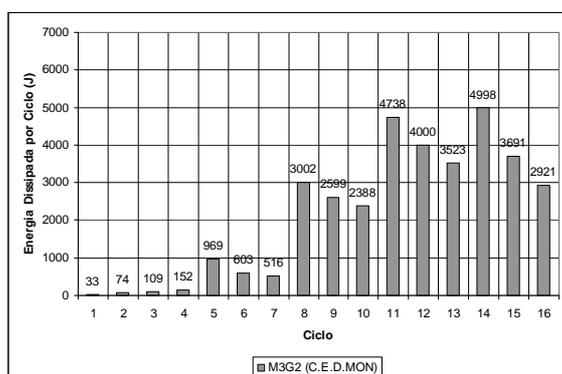


Gráfico 5.18 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M3G2.

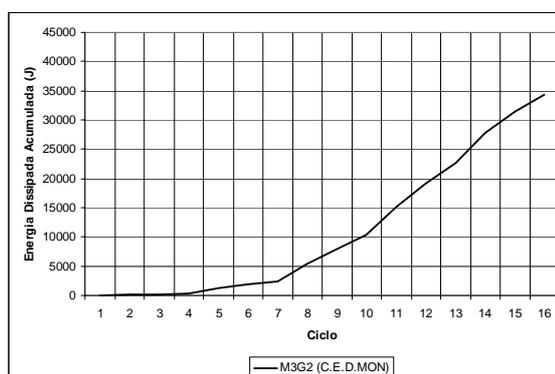


Gráfico 5.18 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M3G2.

5. Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

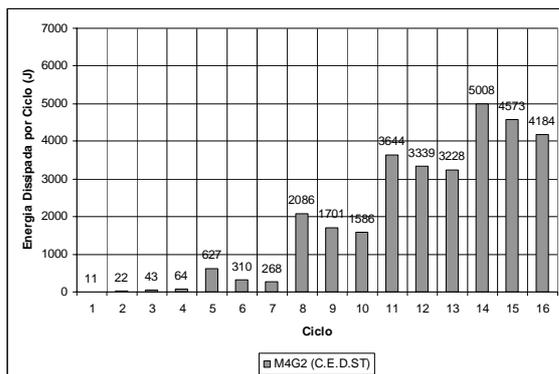


Gráfico 5.19 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M4G2.

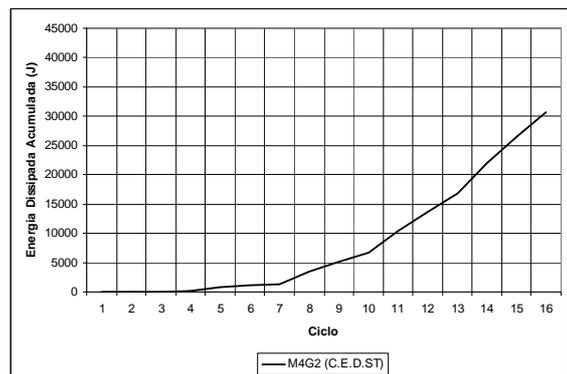


Gráfico 5.19 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M4G2.

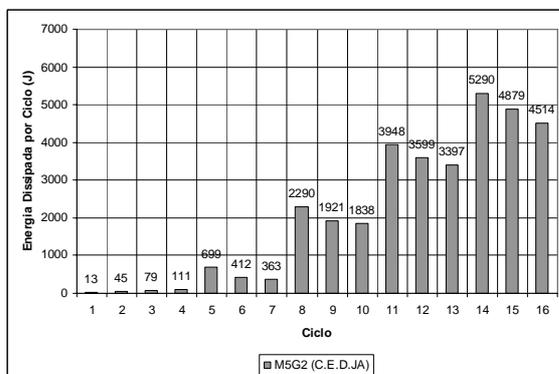


Gráfico 5.20 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M5G2.

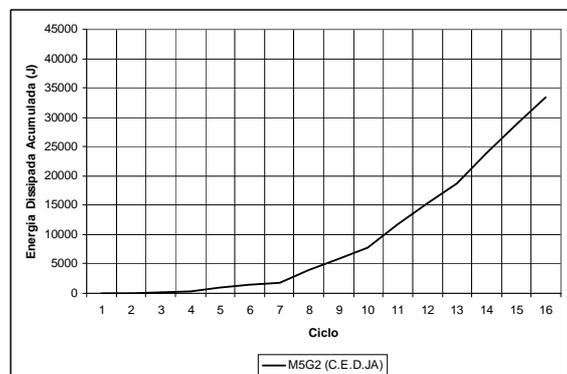


Gráfico 5.20 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M5G2.

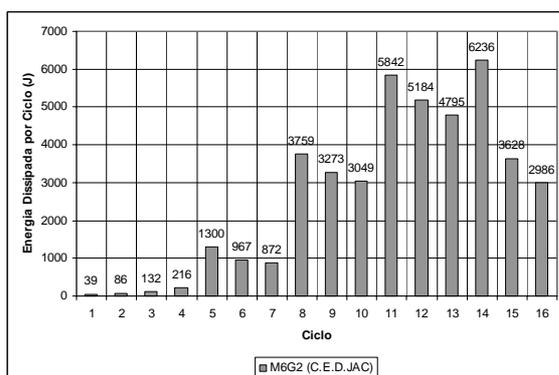


Gráfico 5.21 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M6G2.

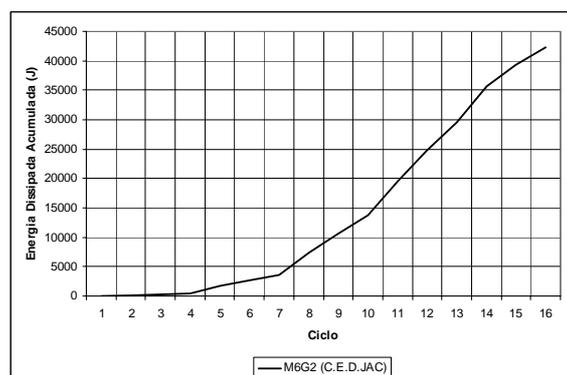


Gráfico 5.21 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M6G2.

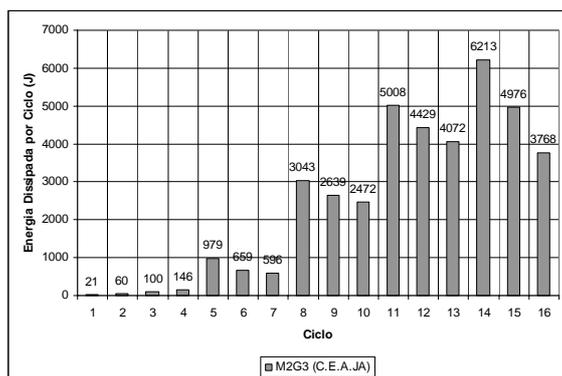


Gráfico 5.22 (a) - Energia dissipada por ciclo pelo modelo M2G3.

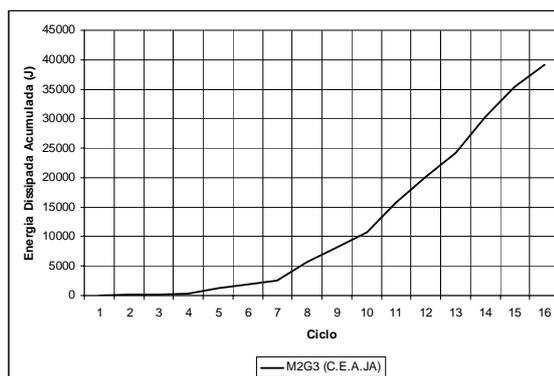


Gráfico 5.22 (b) - Energia dissipada acumulada pelo modelo M2G3.

Da análise do Quadro 5.12 e dos Gráficos 5.16 a 5.22, verifica-se que, como seria de esperar, **a dissipação de energia nos quatro primeiros ciclos**, de amplitude inferior ou igual à amplitude de cedência, **é bastante reduzida**. Observa-se, ainda, um **aumento da dissipação de energia com o aumento da amplitude dos ciclos**. Para **ciclos de igual amplitude, constata-se uma diminuição de energia dissipada**, do primeiro para o segundo e deste para o terceiro. Estas afirmações são verdadeiras para todos os modelos, variando apenas os valores dos incrementos de energia dissipada para aumento da amplitude dos ciclos e as diminuições da mesma para ciclos de igual amplitude.

5.9.2 Energia Dissipada por Ciclo versus Amplitude dos Ciclos

Atendendo a que os deslocamentos de cedência, obtidos a partir dos resultados dos ensaios lentos monotónicos, com base nos quais se definiram os histogramas dos ensaios lentos cíclicos dos modelos análogos, são diferentes de modelo para modelo, conseqüentemente as amplitudes dos ciclos também o são. Assim, para se poder efectuar uma análise comparada dos sete modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos, traçaram-se gráficos energia dissipada por ciclo *versus* amplitude dos ciclos, apresentados a seguir (Gráficos 5.23 a 5.28).

Verifica-se, da análise dos Gráficos 5.23 a 5.28, que a energia dissipada pelo modelo não reforçado, M1G2, foi consideravelmente inferior à energia dissipada pelos restantes modelos. A energia dissipada pelo modelo com o reforço não aderente, M2G2, foi ligeiramente inferior à energia dissipada pelos modelos monolítico e reforçado sem tratamento da interface, M3G2 e M4G2, respectivamente, tendo os últimos apresentado valores idênticos. A energia dissipada pelo modelo com a interface preparada com jacto de areia e com conectores, M6G2, foi ligeiramente superior à dos modelos referidos anteriormente e a energia dissipada pelos modelos com a interface tratada com jacto de areia e reforçado depois de aplicado o esforço axial, M5G2 e M2G3, respectivamente, apresentou valores intermédios.

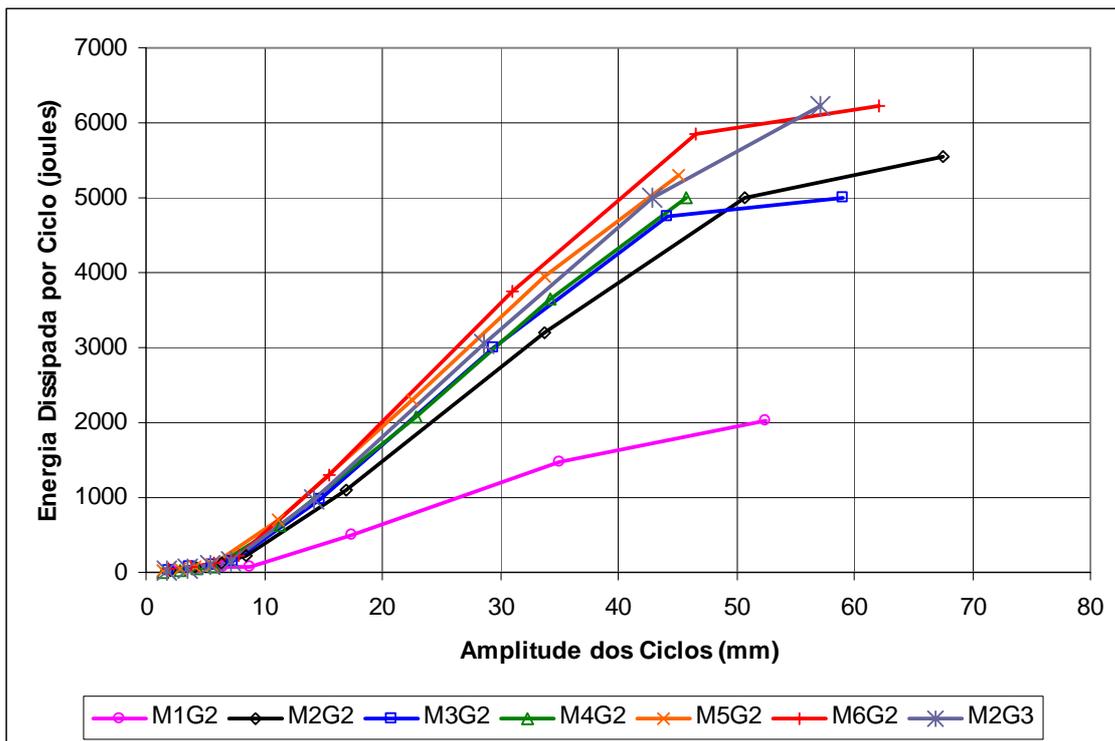


Gráfico 5.23 - Energia dissipada por ciclo versus amplitude dos ciclos para os modelos submetidos a ensaios cíclicos.

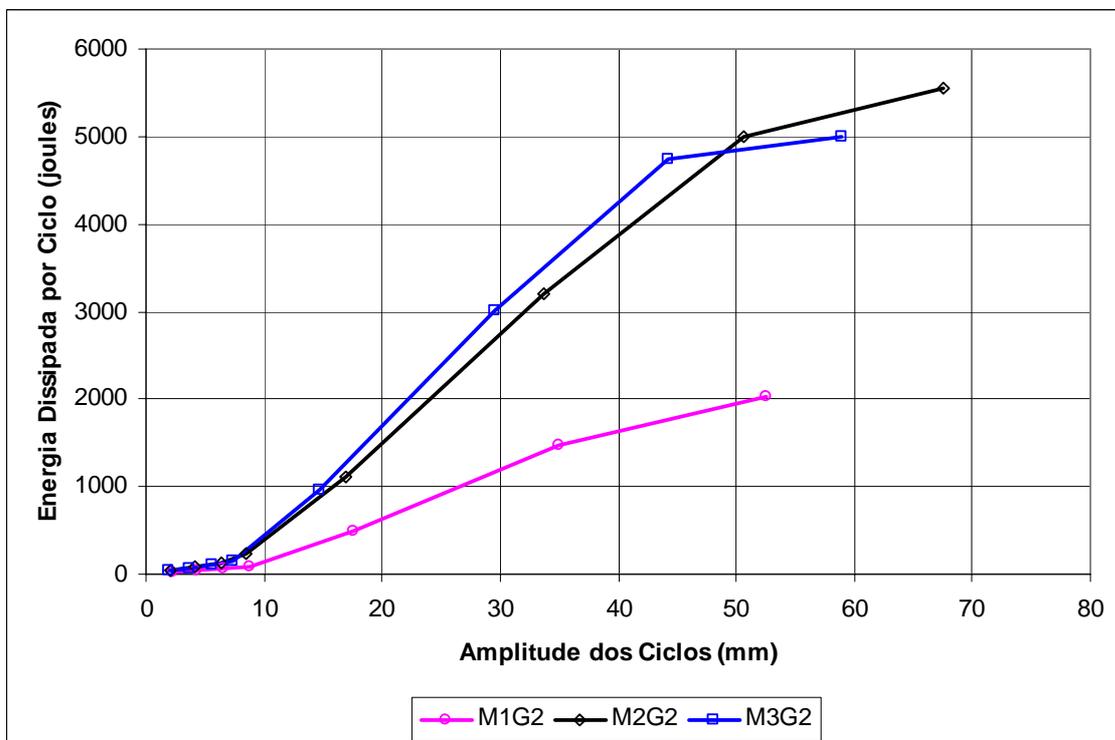


Gráfico 5.24 - Energia dissipada por ciclo versus amplitude dos ciclos para os modelos M1G2, M2G2 e M3G2.

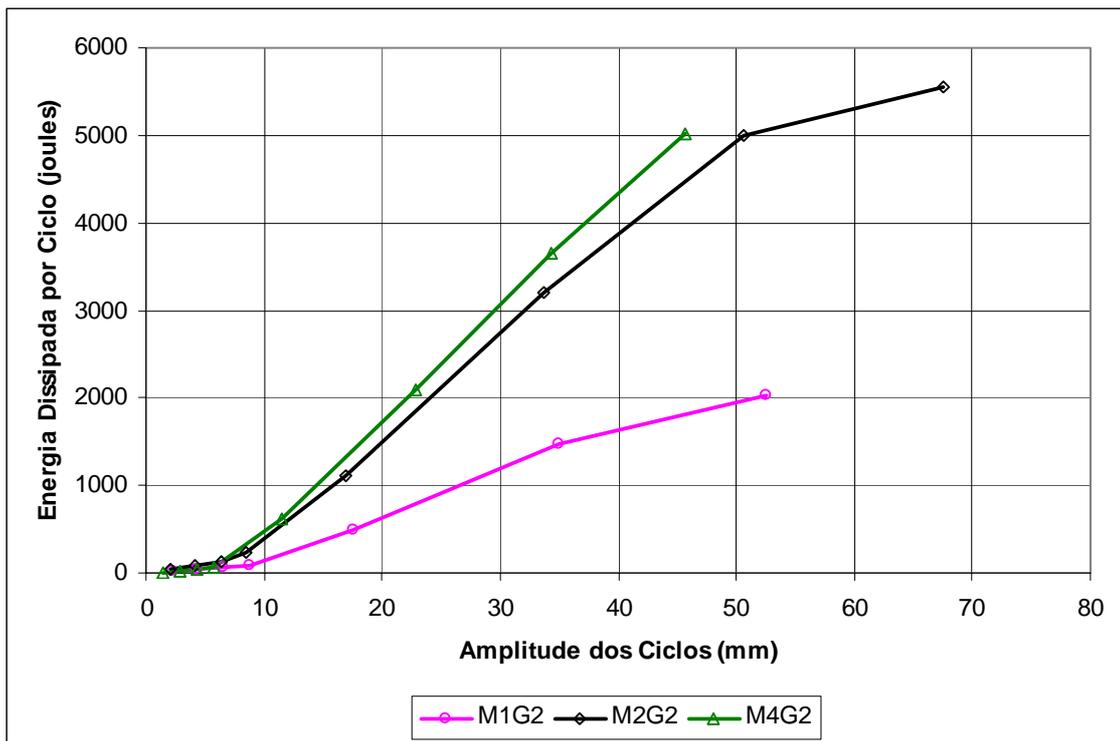


Gráfico 5.25 - Energia dissipada por ciclo *versus* amplitude dos ciclos para os modelos M1G2, M2G2 e M4G2.

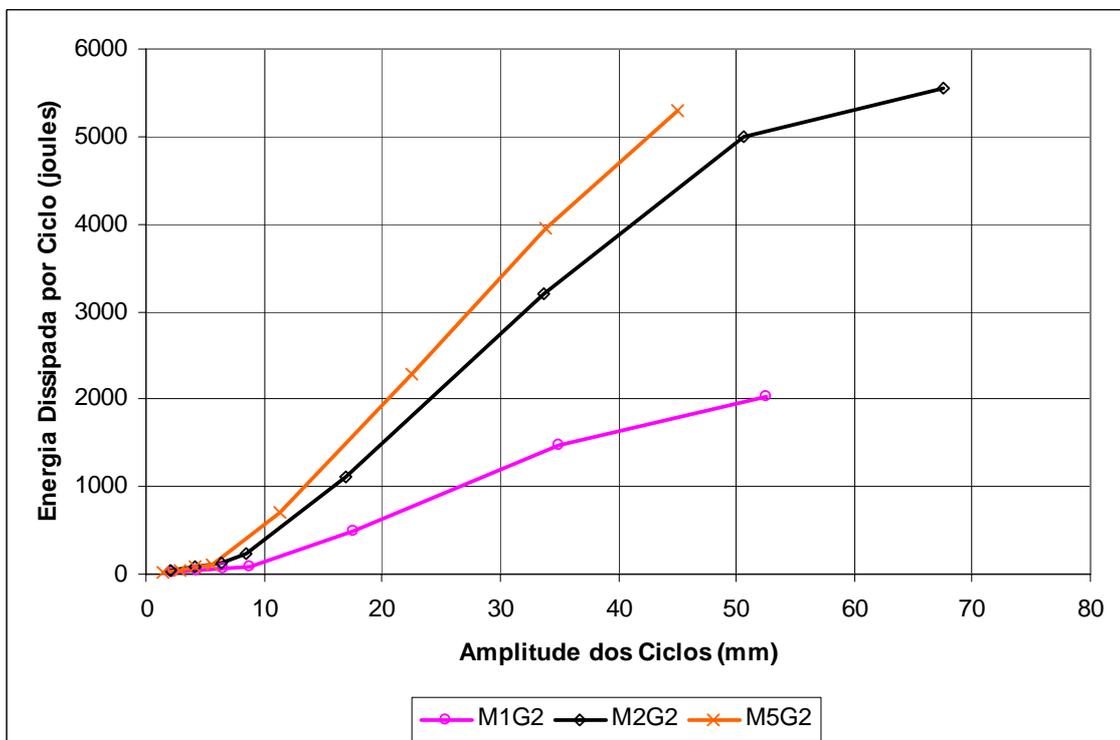


Gráfico 5.26 - Energia dissipada por ciclo *versus* amplitude dos ciclos para os modelos M1G2, M2G2 e M5G2.

5. Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

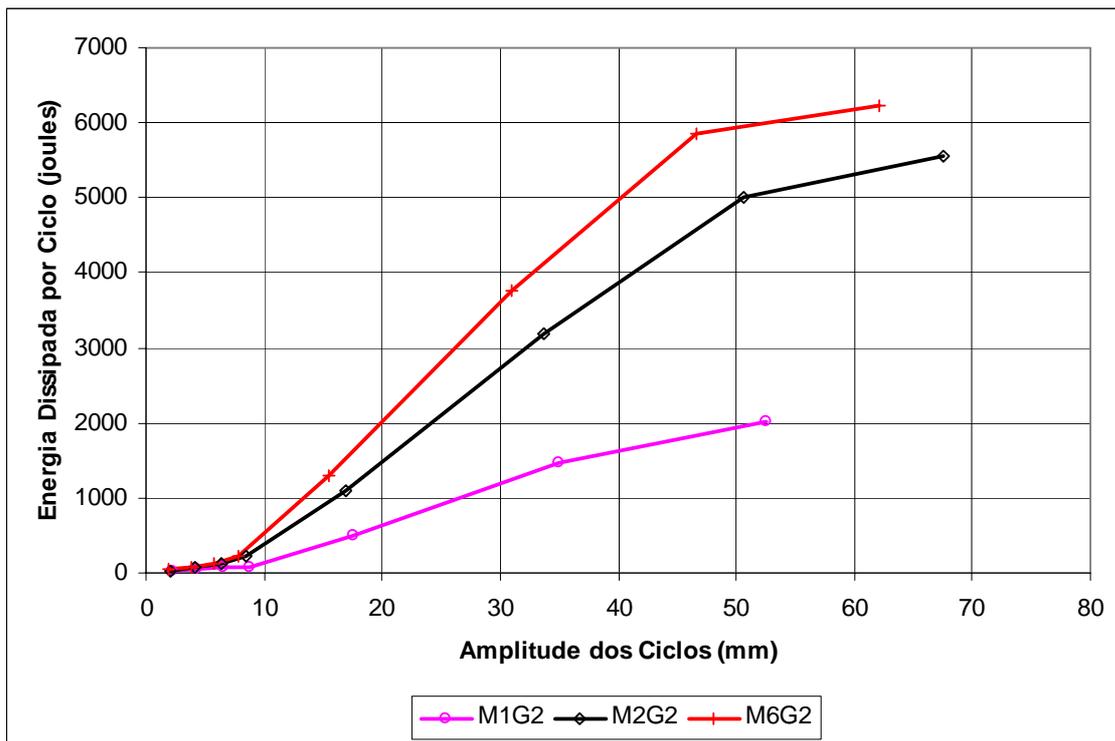


Gráfico 5.27 - Energia dissipada por ciclo versus amplitude dos ciclos para os modelos M1G2, M2G2 e M6G2.

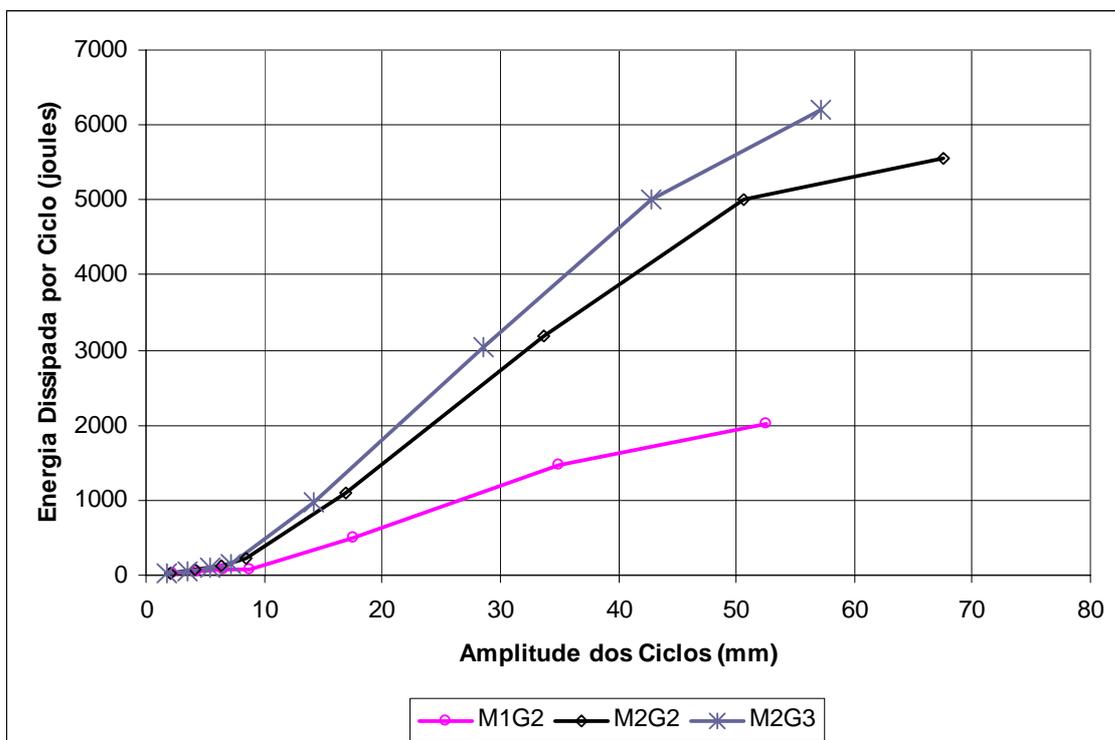


Gráfico 5.28 - Energia dissipada por ciclo versus amplitude dos ciclos para os modelos M1G2, M2G2 e M2G3.

5.9.3 Energia Dissipada Normalizada

Atendendo às diferenças em cada um dos modelos, para um dado ciclo, relativamente aos valores da carga e do deslocamento de cedência para amplitudes positiva e negativa, às diferenças de amplitudes entre os ciclos do histograma adoptado e às diferenças referidas anteriormente desses valores entre modelos, para se poder proceder a uma análise comparada em termos de energia dissipada mais rigorosa dos diferentes modelos e, para cada um deles, dos ciclos de amplitudes diferentes, decidiu-se normalizar aquele parâmetro dividindo a energia dissipada em cada ciclo pela energia teoricamente dissipada, num ciclo de igual amplitude, admitindo um comportamento elástico perfeitamente plástico dos modelos, adoptando a expressão contida na norma da ECCS relativa a ensaios cíclicos de elementos estruturais metálicos [ECCS N45 e N47-1986]. A energia dissipada normalizada num dado ciclo, η , é então obtida através da seguinte expressão:

$$\eta = \frac{\int F(t)d\delta}{F_{yt}^+(\delta^+ - \delta_{yt}^+ + \delta^- - \delta_{yt}^-) + F_{yt}^-(\delta^- - \delta_{yt}^- + \delta^+ - \delta_{yt}^+)}$$

em que o numerador é o valor da energia dissipada nesse ciclo, sendo

- (a) F_{yt}^+ - o valor da carga horizontal necessário para plastificar completamente as armaduras do modelo no sentido positivo;
- (b) F_{yt}^- - o valor da carga horizontal necessário para plastificar completamente as armaduras do modelo no sentido negativo;
- (c) δ_{yt}^+ e δ_{yt}^- - os valores correspondentes do deslocamento horizontal da secção de aplicação da carga horizontal e
- (d) δ^+ e δ^- os valores máximos positivo e negativo desse deslocamento nesse ciclo.

Com base nas leituras efectuadas nos extensómetros TML FLK 6-11, colados nos varões centrais das armaduras longitudinais dos pilares originais dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos, determinaram-se os valores dos parâmetros (a) a (c), que se apresentam no Quadro 5.13.

Com estes valores, os valores das amplitudes positiva e negativa em cada ciclo do ensaio de cada modelo e os valores respectivos da energia dissipada, determinou-se a correspondente energia dissipada normalizada por ciclo, cujos valores se apresentam no Quadro 5.14. Atendendo a que os valores das amplitudes positiva e negativa dos quatro primeiros ciclos são inferiores aos valores dos deslocamentos correspondentes necessários para plastificar simultaneamente as armaduras do pilar original e do reforço e a que o valor da energia dissipada respectiva é significativamente inferior à energia dissipada nos ciclos subsequentes, apenas se apresentam os resultados relativos ao quinto ciclo e seguintes.

Modelos	F_{yt}^+ [kN]	δ_{yt}^+ [mm]	F_{yt}^- [kN]	δ_{yt}^- [mm]
M1G2	+31,0	+8,72	-28,3	-10,15
M2G2	+66,2	+13,72	-54,6	-11,69
M3G2	+69,5	+9,36	-67,2	-9,02
M4G2	+70,3	+8,65	-70,7	-9,62
M5G2	+67,4	+9,40	-70,5	-8,70
M6G2	+73,2	+8,31	-73,4	-7,60
M2G3	+67,5	+12,22	-76,2	-10,17

Quadro 5.13 - Valores da carga de cedência e do respectivo deslocamento para amplitudes positiva e negativa.

Apresentam-se igualmente, a título ilustrativo, os gráficos relativos ao modelo M5G2 correspondentes à curva histerética experimental obtida em cada ciclo e a respectiva curva histerética teórica admitindo comportamento elasto-plástico (Gráficos 5.29).

Para facilitar a análise comparada dos modelos, apresentam-se curvas energia dissipada normalizada *versus* o número do ciclo, para conjuntos de três modelos (Gráficos 5.30).

Da análise do quadro e dos gráficos, verifica-se que o modelo não reforçado, M1G2, mesmo em termos de energia dissipada normalizada, é o que apresenta valores inferiores. Exceptuando este modelo, o modelo com o reforço não aderente, M2G2, apresentou valores de energia dissipada ligeiramente inferiores aos restantes, apresentando em termos de energia dissipada normalizada valores ligeiramente superiores aos modelos M3G2, M4G2 (até ao 11º ciclo), M5G2 (até ao 10º ciclo) e M6G2 (até ao 11º ciclo). O modelo com a superfície da interface tratada com jacto de areia e com conectores, M6G2, foi o que apresentou maiores valores de energia dissipada, apresentando em termos de energia dissipada normalizada valores intermédios. Os modelos M5G2 e M2G3 que apresentaram valores intermédios de energia dissipada, apresentaram valores ligeiramente superiores aos dos restantes modelos em termos de energia dissipada normalizada, apresentando o segundo valores máximos até ao 10º ciclo e o primeiro a partir daí.

Relativamente à energia dissipada normalizada em cada um dos diferentes ciclos do ensaio de cada modelo, verifica-se uma **diminuição da energia dissipada normalizada do quinto ciclo para o sexto ciclo e uma diminuição mais ligeira deste para o sétimo ciclo**. Esta tendência mantém-se **em todos os conjuntos de ciclos de amplitude constante**.

Atendendo a que não houve descolamento do reforço em nenhum dos modelos à excepção daquele em que se provocou a não aderência, M2G2, a dispersão de resultados parece ser atribuível às diferenças entre os modelos devidas à heterogeneidade do material constituinte e às inevitáveis imperfeições, nomeadamente à localização incorrecta das armaduras. Os resultados permitem apenas concluir, ao que tudo indica, que **a energia dissipada normalizada relativa ao modelo não reforçado, M1G2, é inferior à energia dissipada normalizada correspondente aos restantes**

modelos, os quais, incluindo o modelo não aderente, M2G2, apresentam um comportamento qualitativamente semelhante em termos deste parâmetro.

ciclo	M1G2	M2G2	M3G2	M4G2	M5G2	M6G2	M2G3
5	51,34%	111,03%	65,13%	99,44%	115,13%	59,08%	112,23%
6	32,94%	67,89%	39,79%	48,04%	68,68%	43,67%	76,34%
7	29,64%	58,71%	34,32%	46,53%	61,27%	39,50%	68,25%
8	48,66%	63,02%	54,34%	54,30%	61,99%	55,86%	61,50%
9	44,53%	53,61%	47,01%	44,32%	52,04%	48,63%	53,37%
10	40,30%	50,26%	43,29%	41,29%	49,49%	45,29%	49,95%
11	38,50%	54,63%	49,80%	51,65%	58,09%	51,77%	55,47%
12	27,58%	45,51%	42,03%	47,25%	53,09%	46,05%	49,10%
13	22,67%	38,38%	37,48%	45,67%	50,11%	42,59%	46,03%
14	-	41,99%	36,97%	49,73%	54,31%	39,46%	47,40%
15	-	35,40%	27,26%	44,63%	49,46%	22,98%	37,99%
16	-	30,50%	21,60%	40,75%	45,73%	18,91%	28,78%

Quadro 5.14 - Energia dissipada normalizada por ciclo.

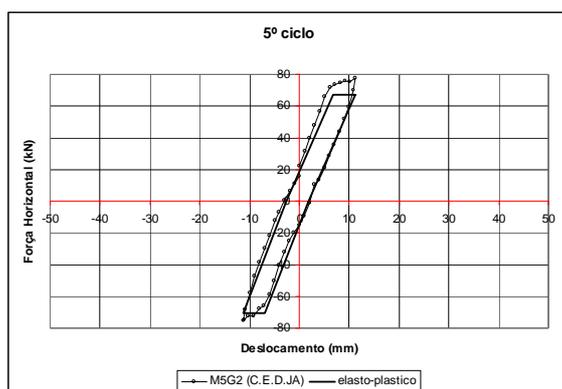


Gráfico 5.29 (a) - 5º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

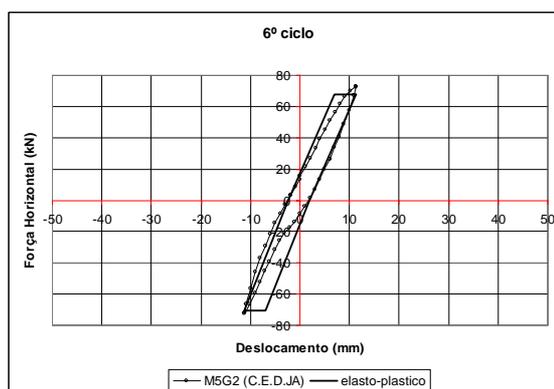


Gráfico 5.29 (b) - 6º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

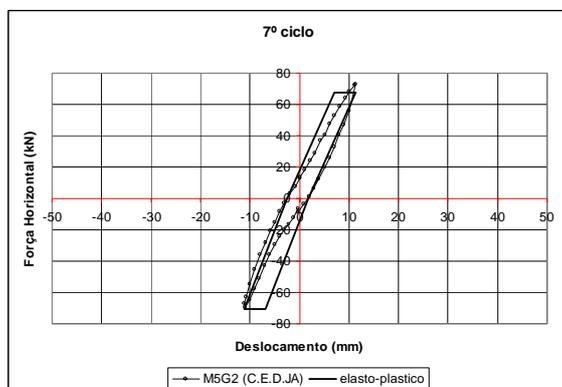


Gráfico 5.29 (c) - 7º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

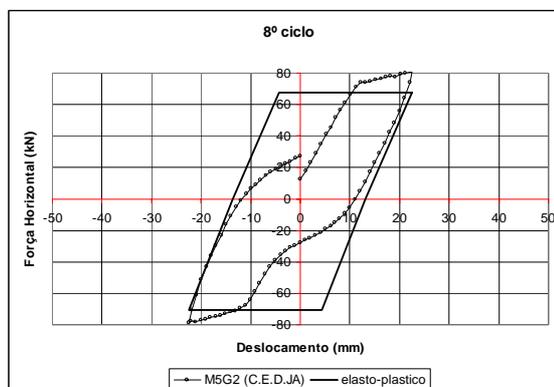


Gráfico 5.29 (d) - 8º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

5. Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

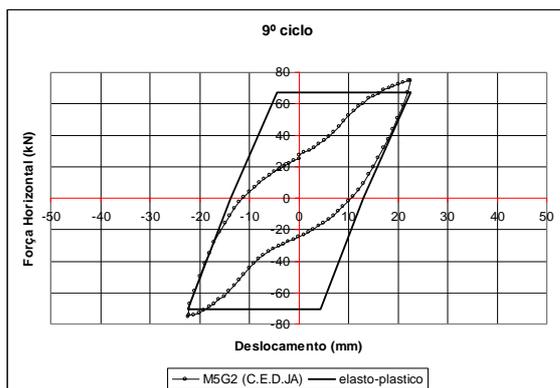


Gráfico 5.29 (e) - 9º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

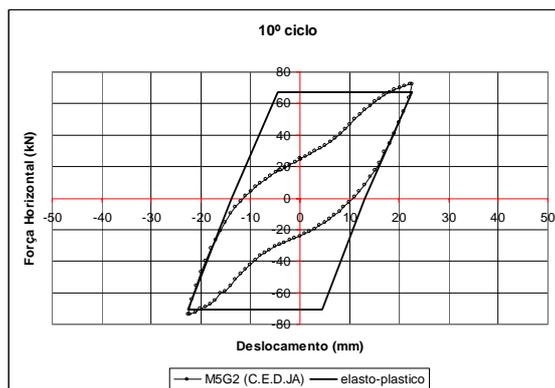


Gráfico 5.29 (f) - 10º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

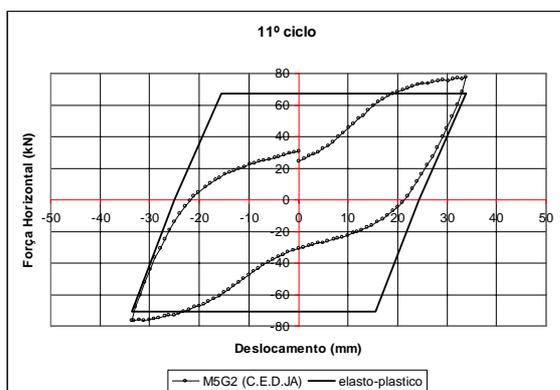


Gráfico 5.29 (g) - 11º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

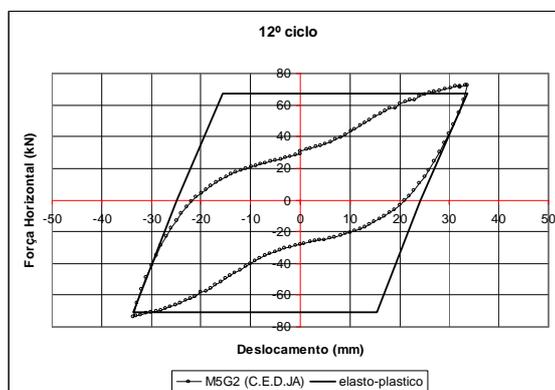


Gráfico 5.29 (h) - 12º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

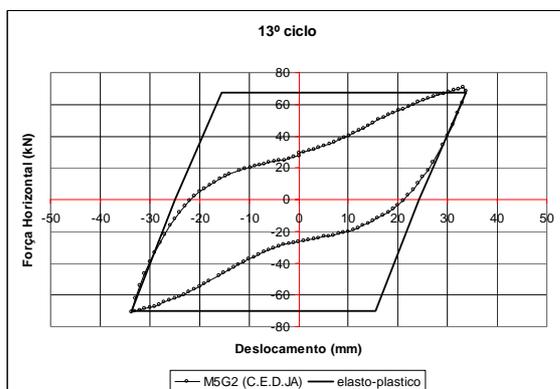


Gráfico 5.29 (i) - 13º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

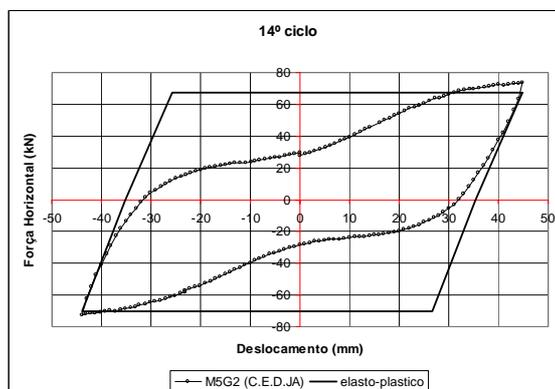


Gráfico 5.29 (j) - 14º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

5.9 Avaliação da Capacidade de Dissipação de Energia

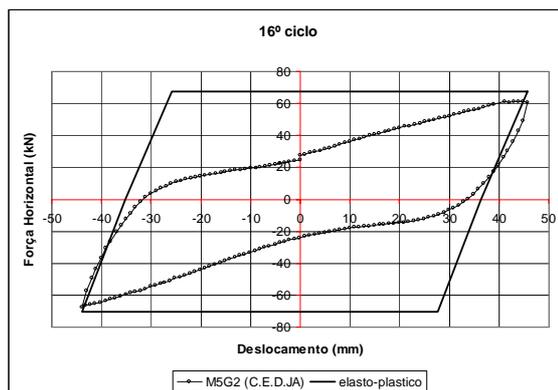
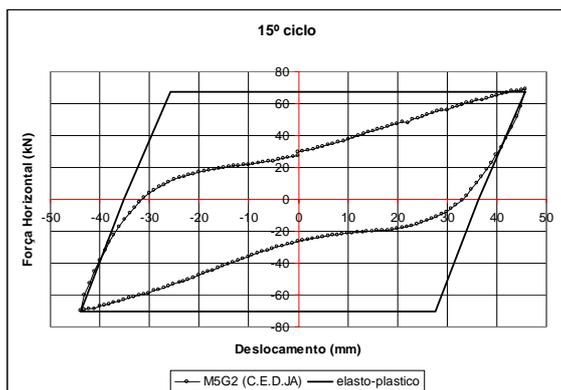


Gráfico 5.29 (k) - 15º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

Gráfico 5.29 (l) - 16º ciclo da curva histerética do modelo M5G2 e do modelo ideal elasto-plástico.

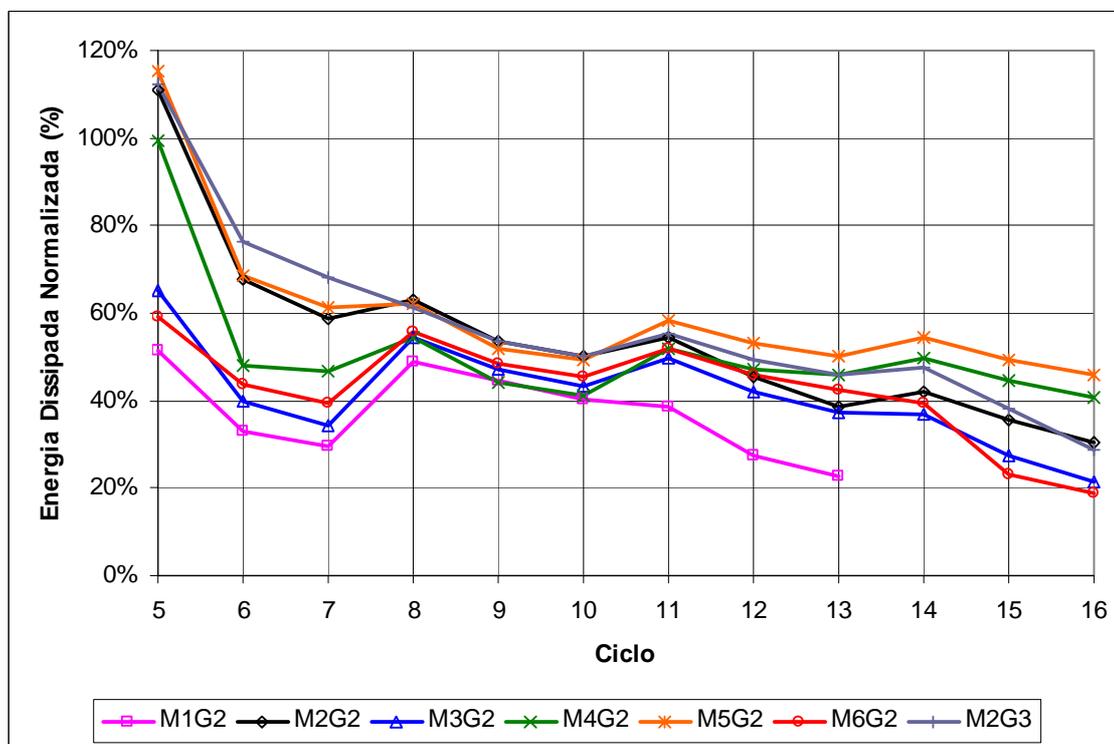


Gráfico 5.30 (a) - Energia dissipada normalizada por ciclo dos modelos M1G2 a M6G2 e M2G3.

5. Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

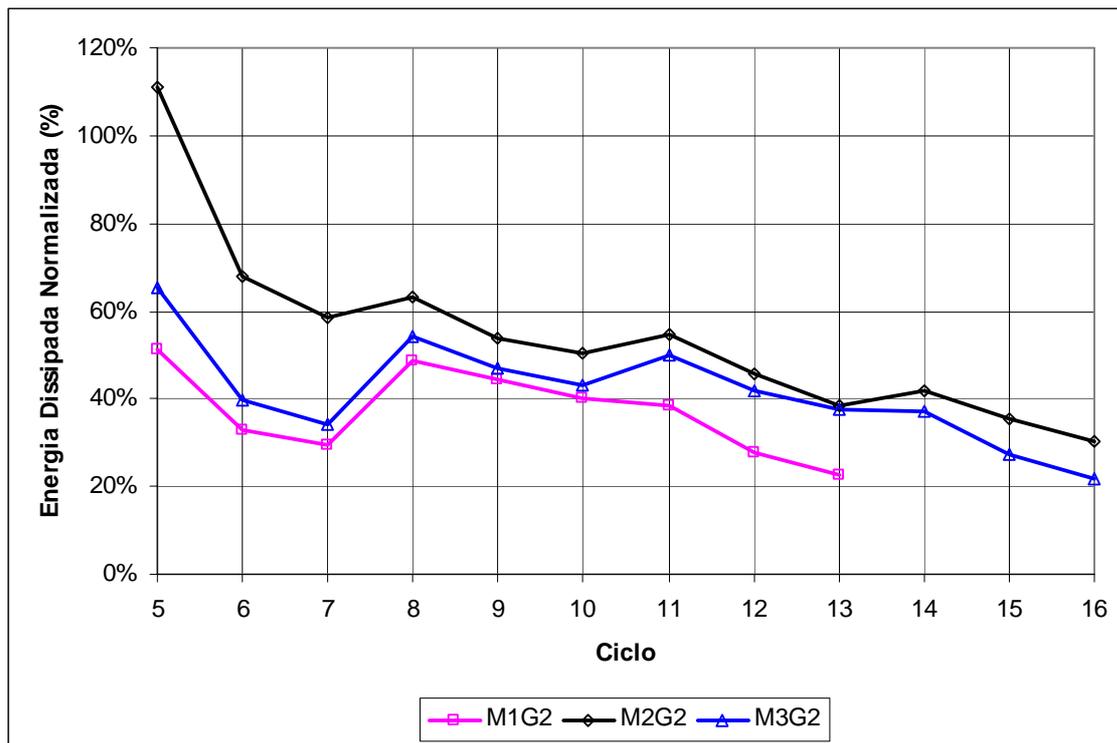


Gráfico 5.30 (b) - Energia dissipada normalizada por ciclo dos modelos M1G2, M2G2 e M3G2.

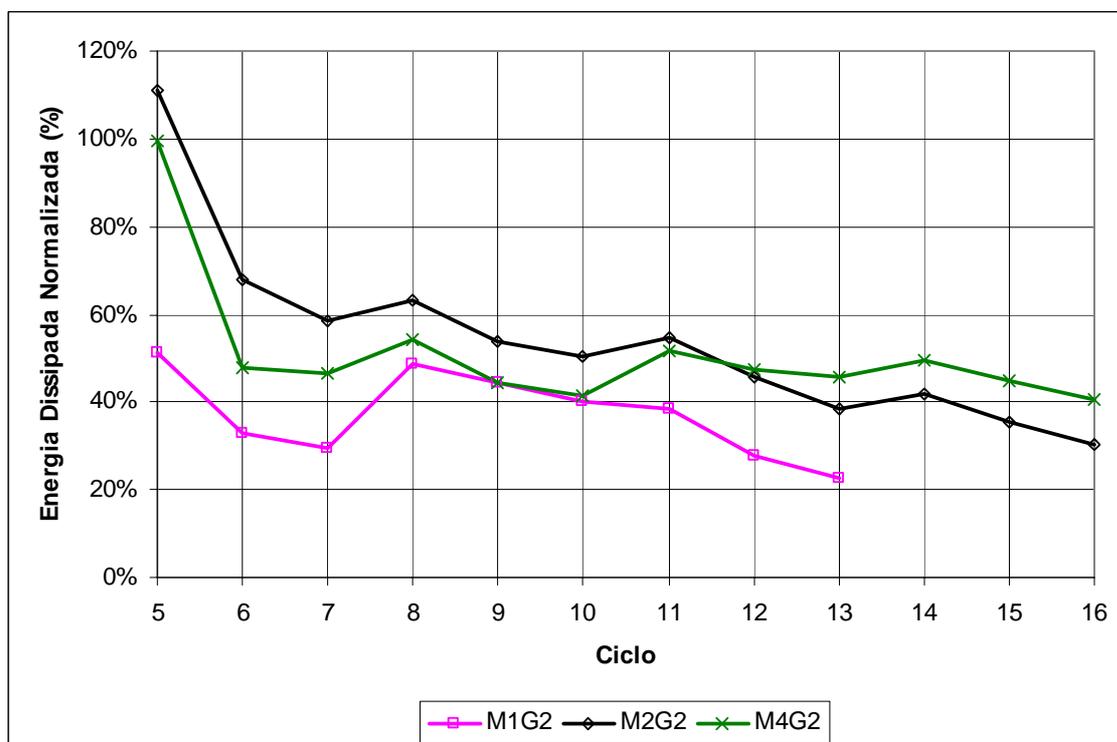


Gráfico 5.30 (c) - Energia dissipada normalizada por ciclo dos modelos M1G2, M2G2 e M4G2.

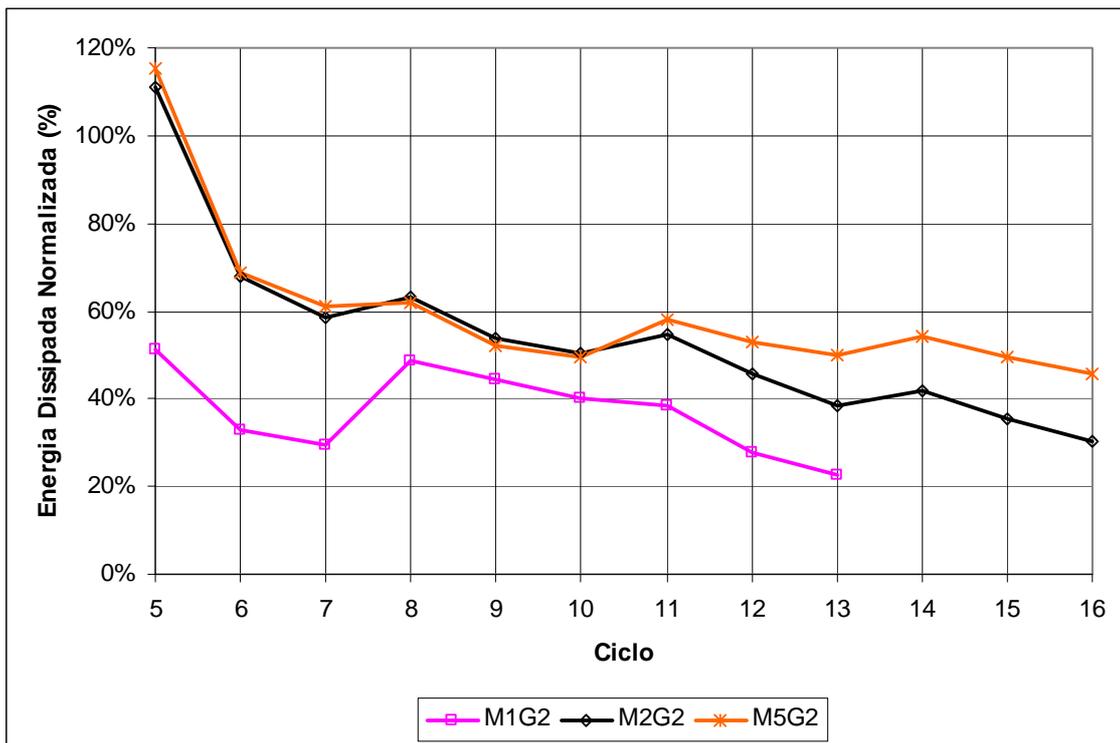


Gráfico 5.30 (d) - Energia dissipada normalizada por ciclo dos modelos M1G2, M2G2 e M5G2.

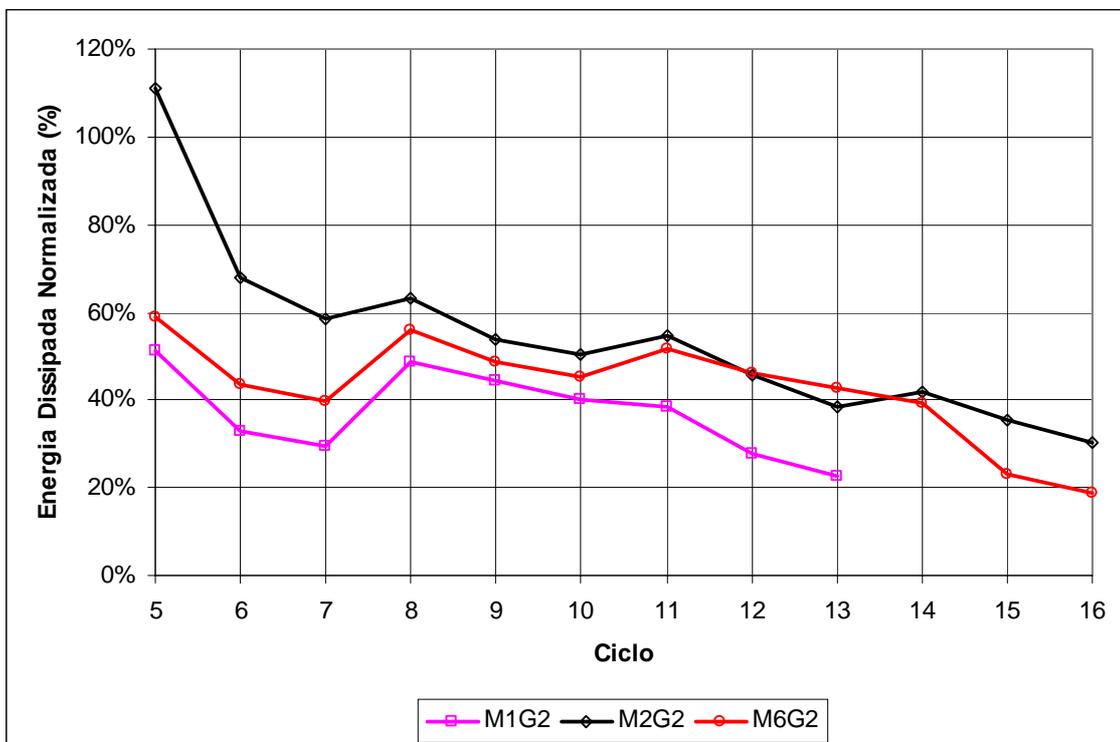


Gráfico 5.30 (e) - Energia dissipada normalizada por ciclo dos modelos M1G2, M2G2 e M6G2.

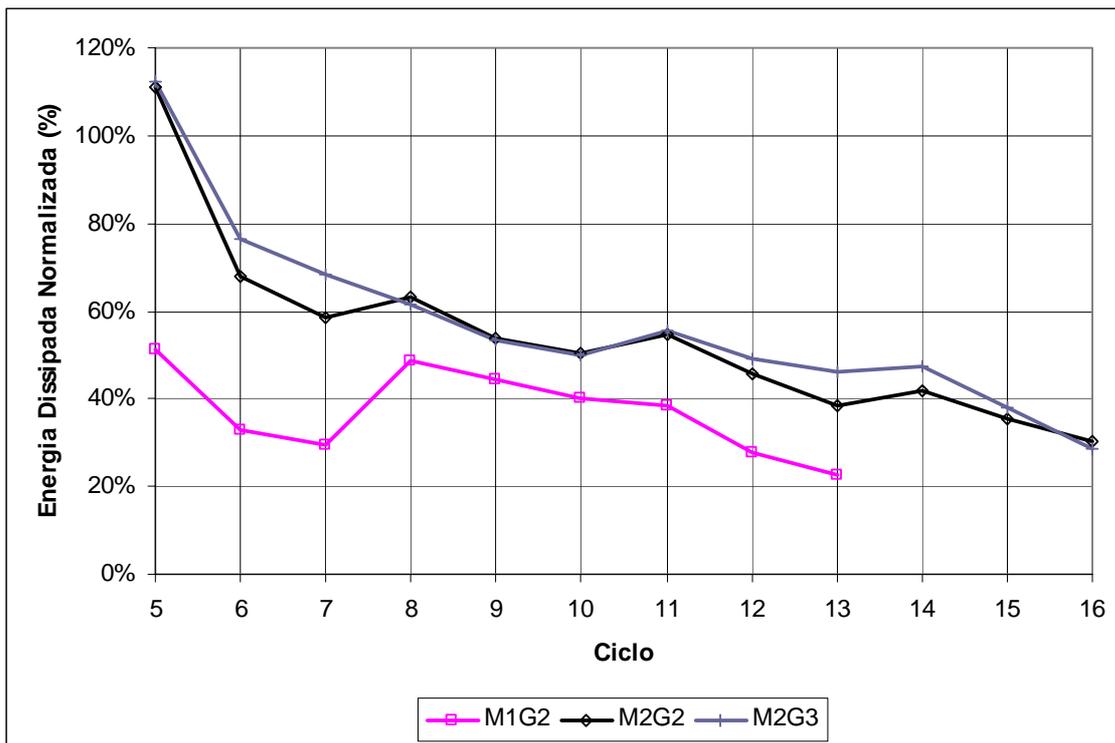


Gráfico 5.30 (f) - Energia dissipada normalizada por ciclo dos modelos M1G2, M2G2 e M2G3.

5.10 Avaliação dos Danos

Existem vários tipos de índices de danos os quais podem, genericamente, ser divididos em dois grupos: (a) índices de danos baseados na resistência e (b) índices de danos baseados na resposta [Ghobarah *et al.* 1998]. Os primeiros foram originalmente propostos, em 1968, por Shiga *et al.* e posteriormente aplicados por Yang e Yang [Ghobarah *et al.* 1998]. Apresentam o inconveniente de terem de ser calibrados a partir de danos observados, utilizando uma vasta base de dados. Em relação aos segundos, vários autores têm apresentado propostas, existindo índices de danos baseados: (a) na deformação máxima; (b) nos danos acumulados e (c) nos dois parâmetros anteriores [Banon e Veneziano 1982, Park e Ang 1985, Darwin e Nmai 1986, Roufaiel e Meyer 1987, Chung *et al.* 1989, Ghobarah *et al.* 1998].

O índice de danos, seleccionado para avaliar os danos nos modelos, foi adoptado pela sua simplicidade, sendo definido como a relação entre a rigidez inicial, considerada como a rigidez secante da origem ao pico positivo do primeiro ciclo, e a rigidez em cada ciclo, considerada como a rigidez secante da origem ao pico de amplitude positiva do mesmo [Gomes 1992].

Apresentam-se, no Quadro 5.15 e no Gráfico 5.31, os valores desse parâmetro para todos os ciclos de cada um dos modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos.

ciclo	M1G2	M2G2	M3G2	M4G2	M5G2	M6G2	M2G3
1	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2	68%	79%	66%	82%	72%	70%	80%
3	54%	68%	52%	75%	62%	58%	67%
4	46%	59%	44%	74%	55%	48%	60%
5	25%	33%	26%	47%	30%	27%	34%
6	24%	31%	24%	46%	28%	25%	32%
7	24%	30%	23%	45%	28%	24%	31%
8	12%	17%	13%	26%	16%	13%	18%
9	12%	16%	12%	22%	15%	13%	16%
10	11%	14%	11%	23%	14%	12%	16%
11	7%	11%	8%	17%	10%	8%	11%
12	6%	10%	7%	15%	9%	8%	10%
13	5%	8%	7%	15%	9%	8%	9%
14	-	8%	5%	12%	7%	4%	7%
15	-	7%	4%	11%	7%	3%	6%
16	-	6%	3%	10%	6%	3%	5%

Quadro 5.15 - Valores do índice de danos para cada ciclo, para cada modelo.

5. Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

Como se verifica facilmente, da análise dos resultados, apenas é possível concluir existir uma **degradação da rigidez secante de ciclo para ciclo**. Relativamente às diferenças entre os modelos, os resultados são inconclusivos. De facto, Os modelos não reforçado e monolítico, M1G2 e M3G2, constituídos exclusivamente por betão C20/25, apresentam uma evolução muito semelhante de danos, constatada por inspecção visual durante o decurso dos ensaios respectivos. O modelo com o reforço não aderente, M2G2, apresenta uma degradação menos acentuada dos danos do que os anteriores. O modelo reforçado sem tratamento da interface, M4G2, exhibe o melhor comportamento, ou seja, a menor degradação de rigidez secante de ciclo para ciclo. Já o modelo reforçado com a interface preparada com jacto de areia, M5G2, apresenta um comportamento muito idêntico ao modelo M2G2 e o modelo reforçado com a interface tratada com jacto de areia e conectores, M6G2, apresenta um comportamento análogo ao dos modelos M1G2 e M3G2, não sendo pois possível tirar conclusões através deste índice.

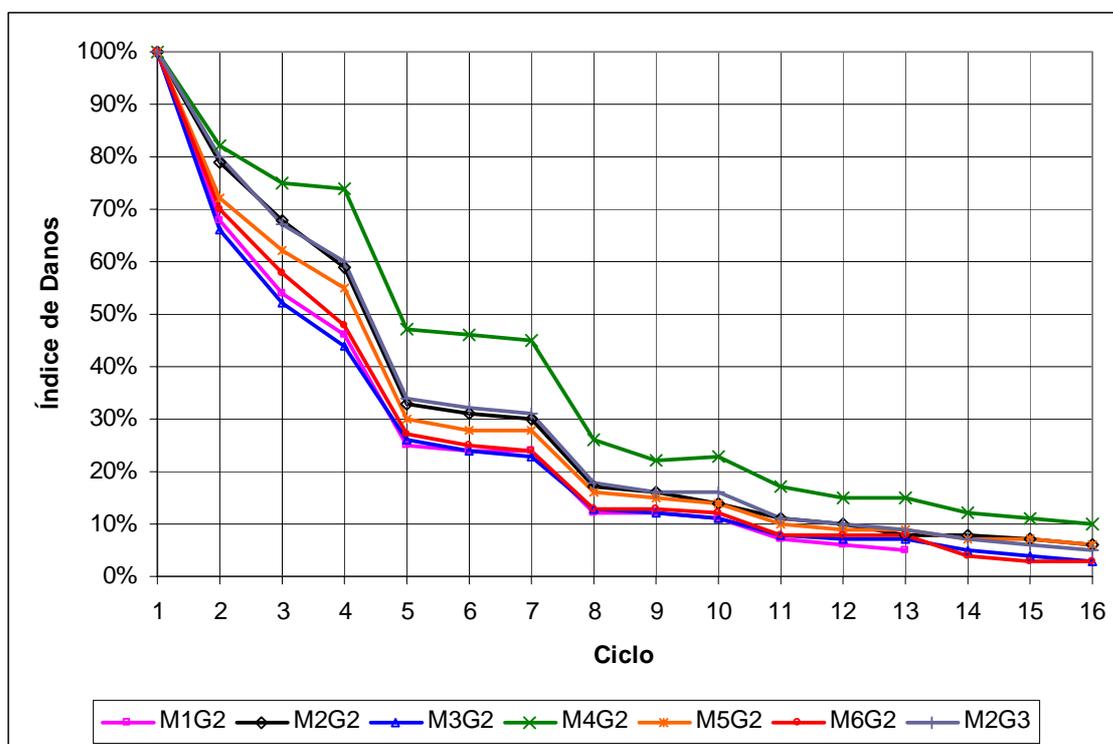


Gráfico 5.31 - Valores do índice de danos para cada ciclo, para cada modelo.

5.11 Verificação do Esforço Axial

O nível de esforço axial instalado nos modelos foi um dos parâmetros fixados. Como a carga vertical aplicada estava centrada e o eixo neutro deslocava-se no sentido de actuação da carga horizontal, houve necessidade de corrigir frequentemente o valor da primeira. Já foi referido anteriormente que se optou por manter esse valor dentro do intervalo 160kN ~ 180kN.

Nos Gráficos 5.32, encontram-se representados os valores do esforço axial de cada um dos sete modelos *versus* o deslocamento da secção de aplicação da carga horizontal.

A diferença qualitativa entre o traçado dos gráficos referentes aos modelos M1G2 e M3G2 e o traçado dos gráficos referentes aos restantes modelos tem a ver com a forma como o nível do esforço axial foi controlado. Nos dois primeiros casos, o nível do esforço axial foi controlado manualmente através de uma bomba ligada ao macaco hidráulico do sistema de aplicação do esforço axial. Sempre que esse valor se aproximava dos 180kN fazia-se baixar o mesmo para um valor próximo dos 160kN e, inversamente, sempre que esse valor se aproximava dos 160kN aumentava-se o mesmo para a vizinhança dos 180kN. Nos restantes ensaios, o nível do esforço axial foi controlado automaticamente com o sistema referido no ponto 3.4.2. Apesar do ensaio do modelo M2G3, em que no final houve um problema com o equipamento, tendo o valor do esforço axial descido abaixo do mínimo estabelecido, pode-se afirmar que, globalmente, foi atingido o objectivo principal de manter o esforço axial dentro dos limites pré-definidos, não sendo este certamente um factor responsável pelas diferenças verificadas no comportamento dos diversos modelos.

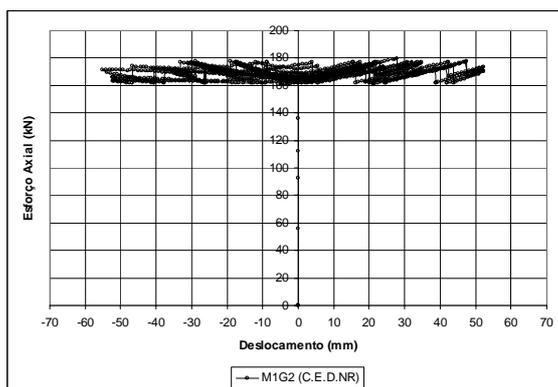


Gráfico 5.32 (a) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio do modelo M1G2.

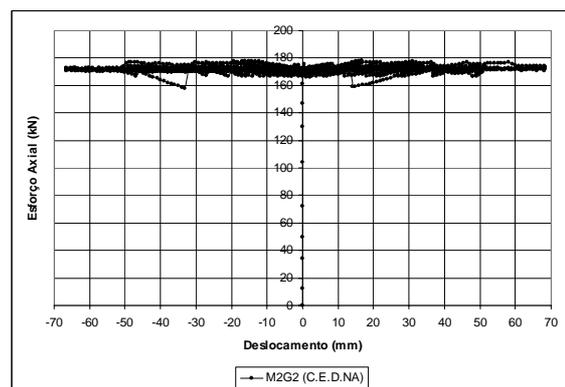


Gráfico 5.32 (b) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio do modelo M2G2.

5. Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

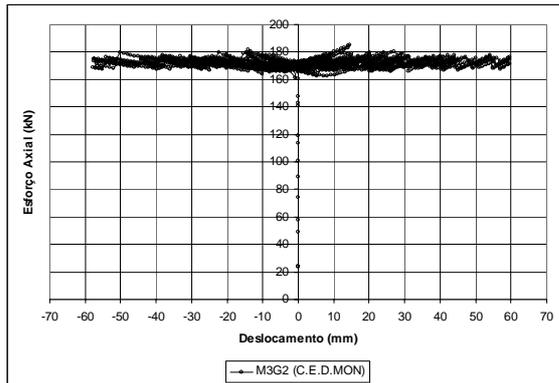


Gráfico 5.32 (c) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio do modelo M3G2.

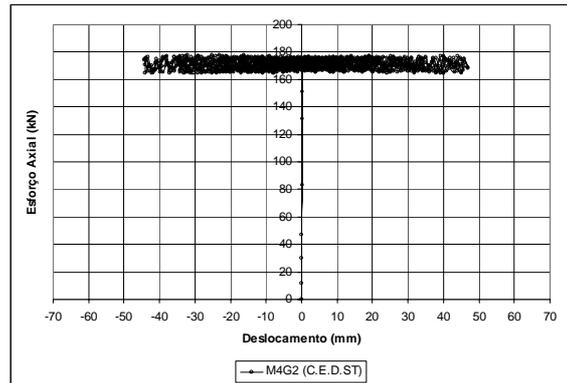


Gráfico 5.32 (d) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio do modelo M4G2.

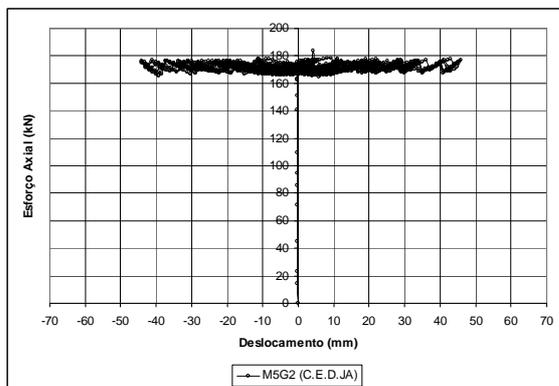


Gráfico 5.32 (e) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio do modelo M5G2.

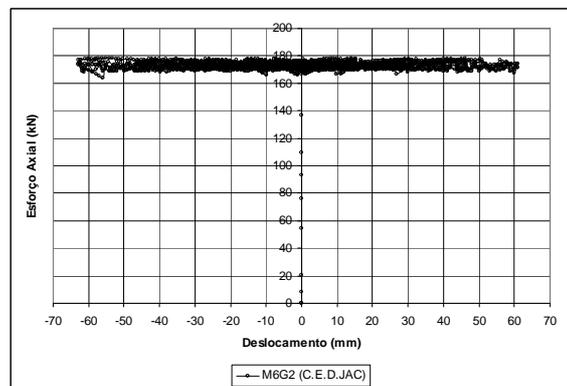


Gráfico 5.32 (f) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio do modelo M6G2.

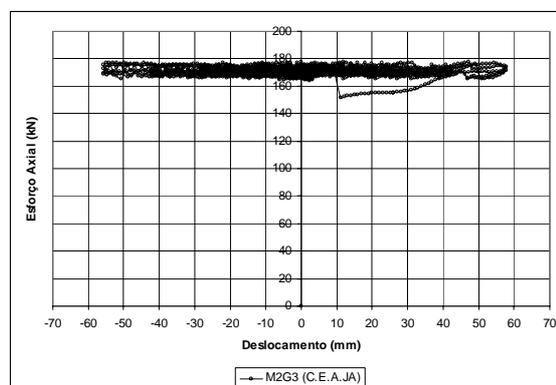


Gráfico 5.32 (g) - Variação do esforço axial durante a realização do ensaio do modelo M2G3.

5.12 Verificação da Extensão nas Cintas

As extensões nas cintas instrumentadas do pilar original e do reforço constituíram mais um factor de comparação do comportamento dos diferentes modelos submetidos a ensaios lentos cíclicos. Tal como já foi referido no ponto 4.9, os efeitos que mobilizam as cintas são: (a) a tracção no betão por efeito de Poisson devido a momento flector composto com esforço axial (confinamento da secção transversal); (b) o esforço transversal (bielas à tracção no modelo da treliça de Mörsche) e (c) a fissuração na zona traccionada da secção transversal (redistribuição de esforços).

Apresentam-se os Gráficos 5.33 a 5.39, extensão nas cintas do pilar original e do reforço *versus* deslocamento da secção de aplicação da força horizontal, para cada modelo. Para facilitar a análise dos resultados, apresentam-se igualmente um quadro resumo (Quadro 5.16) e os gráficos dos valores da extensão na cinta do pilar original e da extensão na cinta do reforço, em oito pontos: os picos positivos dos ciclos de amplitude $0,25\delta_y$, $0,50\delta_y$, $0,75\delta_y$, $1,00\delta_y$, $2,00\delta_y$, $4,00\delta_y$, $6,00\delta_y$ e $8,00\delta_y$, para todos os modelos e as correspondentes curvas de correlação (Gráficos 5.40 e 5.41).

Apesar das diferenças inerentes à heterogeneidade do material constituinte dos modelos e às imprecisões construtivas dos mesmos, talvez seja legítimo tirar algumas conclusões qualitativas. De facto, no **modelo monolítico, M3G2, o efeito de cintagem parece estar igualmente distribuído entre as cintas do pilar original e as do reforço**. No **modelo com o reforço não aderente, M2G2, esse efeito parece ser assegurado essencialmente pelas cintas do reforço**. Nos **modelos com o reforço aderente, M4G2, M5G2 e M6G2, parecem ser também as cintas do reforço as principais responsáveis pelo confinamento**. Apenas no **modelo reforçado depois de aplicado o esforço axial, M2G3, parece haver uma inversão da tendência** demonstrada pelos modelos anteriormente descritos, i.e., **a cinta do pilar original apresenta maiores extensões do que a do reforço**.

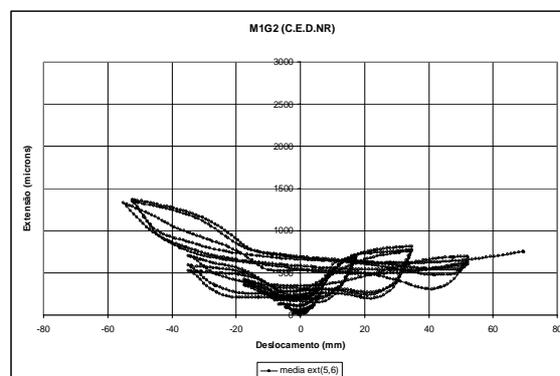


Gráfico 5.33 - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M1G2.

5. Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

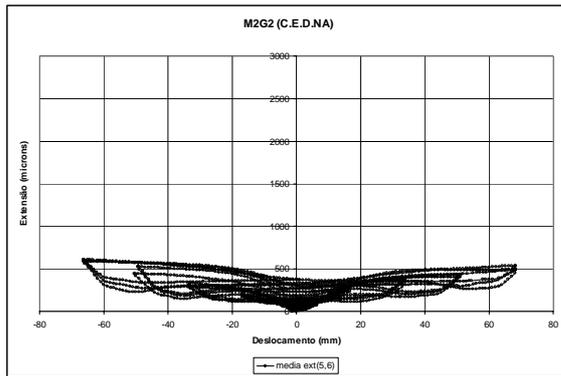


Gráfico 5.34 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M2G2.

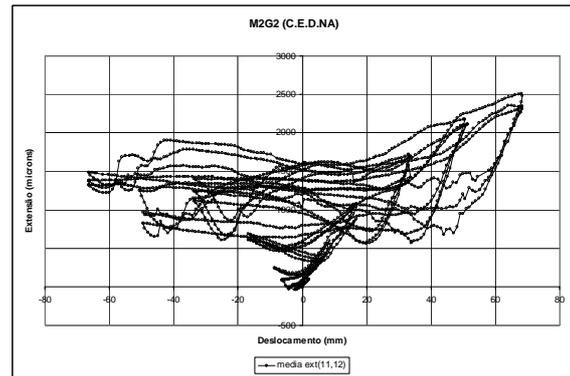


Gráfico 5.34 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M2G2.

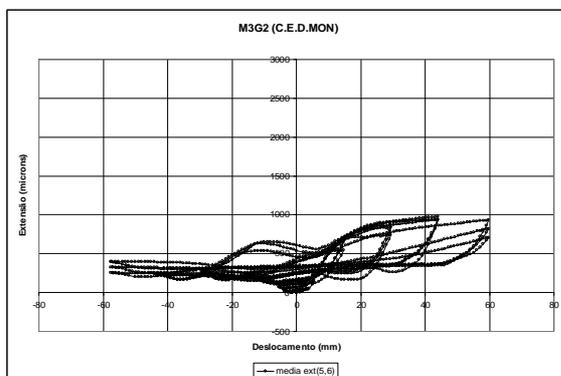


Gráfico 5.35 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M3G2.

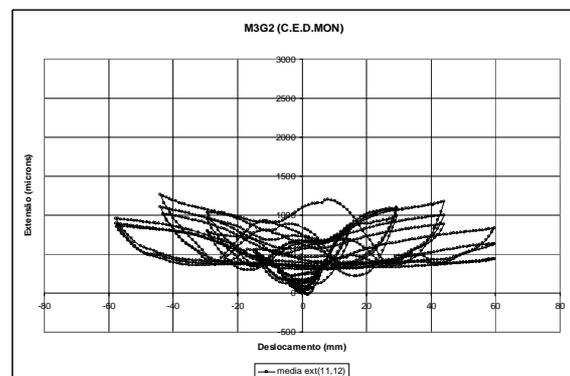


Gráfico 5.35 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M3G2.

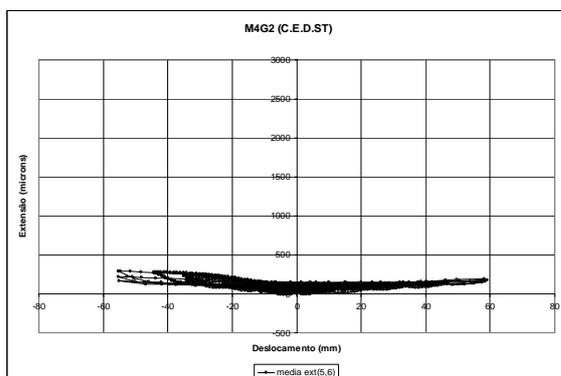


Gráfico 5.36 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M4G2.

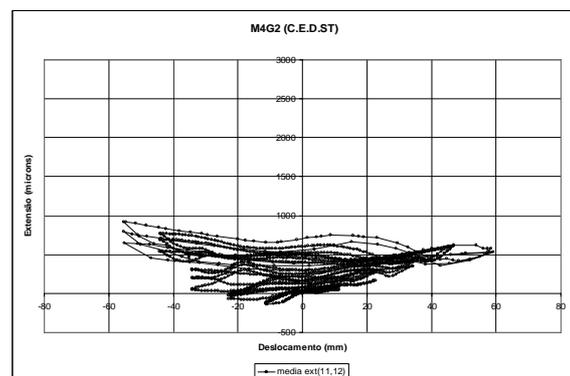


Gráfico 5.36 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M4G2.

5.12 Verificação da Extensão nas Cintas

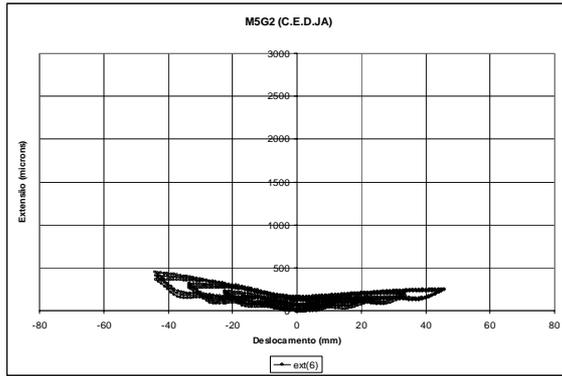


Gráfico 5.37 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M5G2.

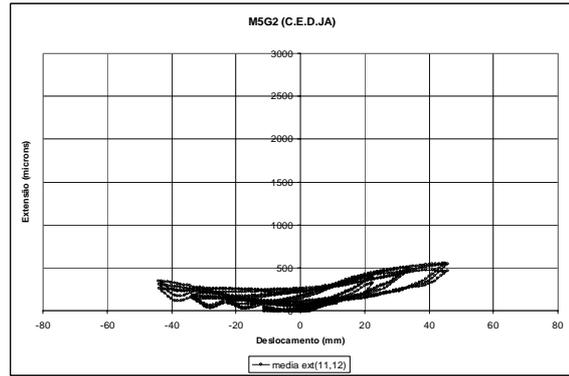


Gráfico 5.37 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M5G2.

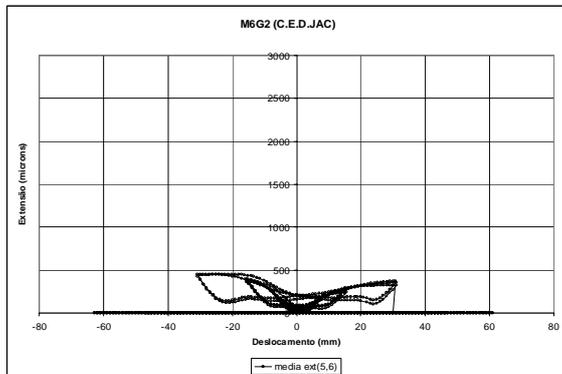


Gráfico 5.38 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M6G2.

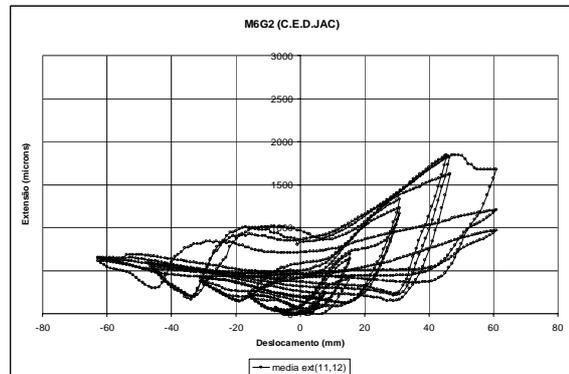


Gráfico 5.38 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M6G2.

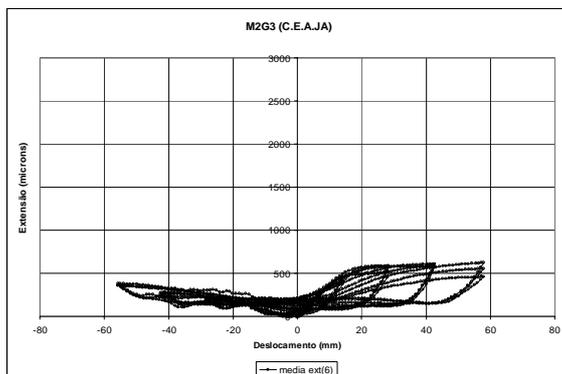


Gráfico 5.39 (a) - Variação da extensão na cinta do pilar original do modelo M2G3.

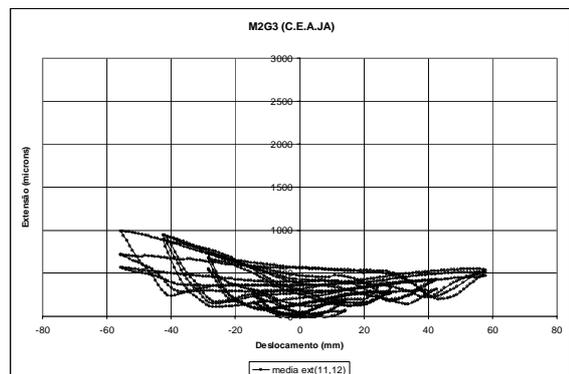


Gráfico 5.39 (b) - Variação da extensão na cinta do reforço do modelo M2G3.

5. Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

δ/δ_y	cintas	M1G2	M2G2	M3G2	M4G2	M5G2	M6G2	M2G3
+0,25	pilar	43	19	21	1	-8	8	12
	reforço	-	99	-17	22	-3	-9	-35
+0,50	pilar	118	40	47	-3	2	23	51
	reforço	-	245	75	15	1	5	-48
+0,75	pilar	259	78	157	2	23	82	120
	reforço	-	339	224	11	18	109	-22
+1,00	pilar	472	137	303	8	39	160	178
	reforço	-	597	381	14	40	243	15
+2,00	pilar	652	237	543	31	61	243	288
	reforço	-	882	688	49	84	430	64
+4,00	pilar	773	319	744	60	112	320	403
	reforço	-	1425	995	165	323	1167	333
+6,00	pilar	690	402	933	94	172	-	509
	reforço	-	2175	1172	353	471	1624	312
+8,00	pilar	-	491	927	119	232	-	541
	reforço	-	2486	827	604	554	1678	471

Quadro 5.16 - Extensões ($\times 10^{-6}$) nas cintas do pilar original e nas cintas do reforço nos pontos correspondentes aos picos dos ciclos de amplitude positiva.

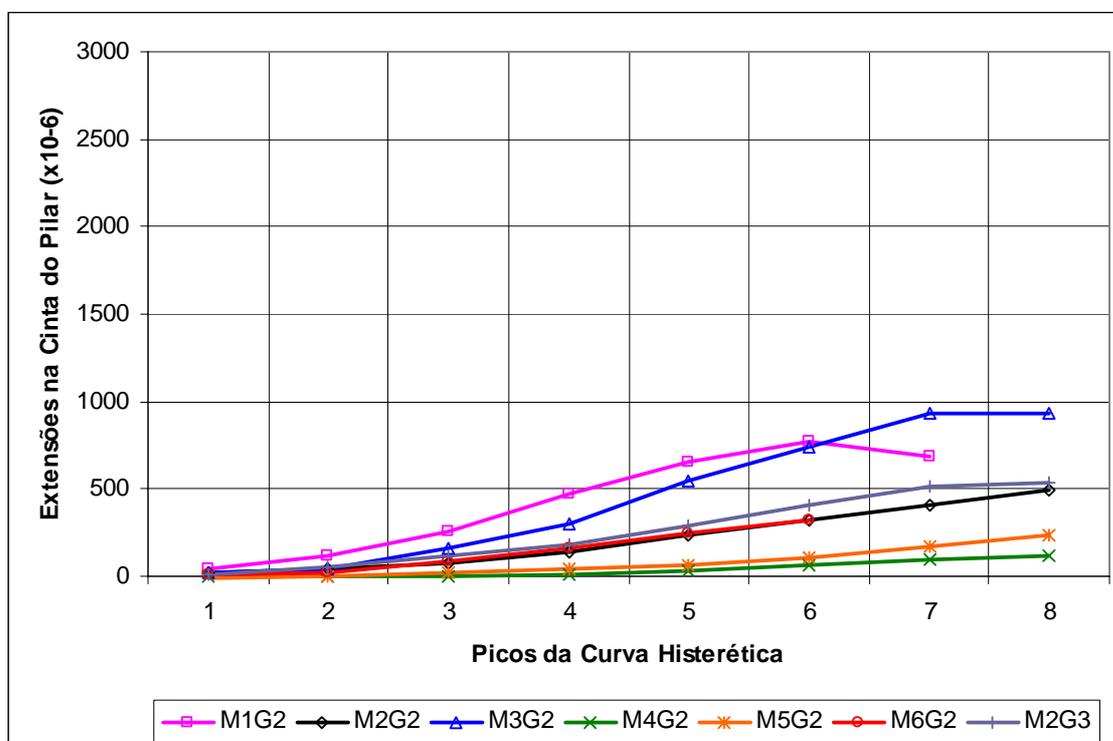


Gráfico 5.40 (a) - Extensão na cinta do pilar original nos picos da curva histerética para os modelos M1G2 a M6G2 e M2G3.

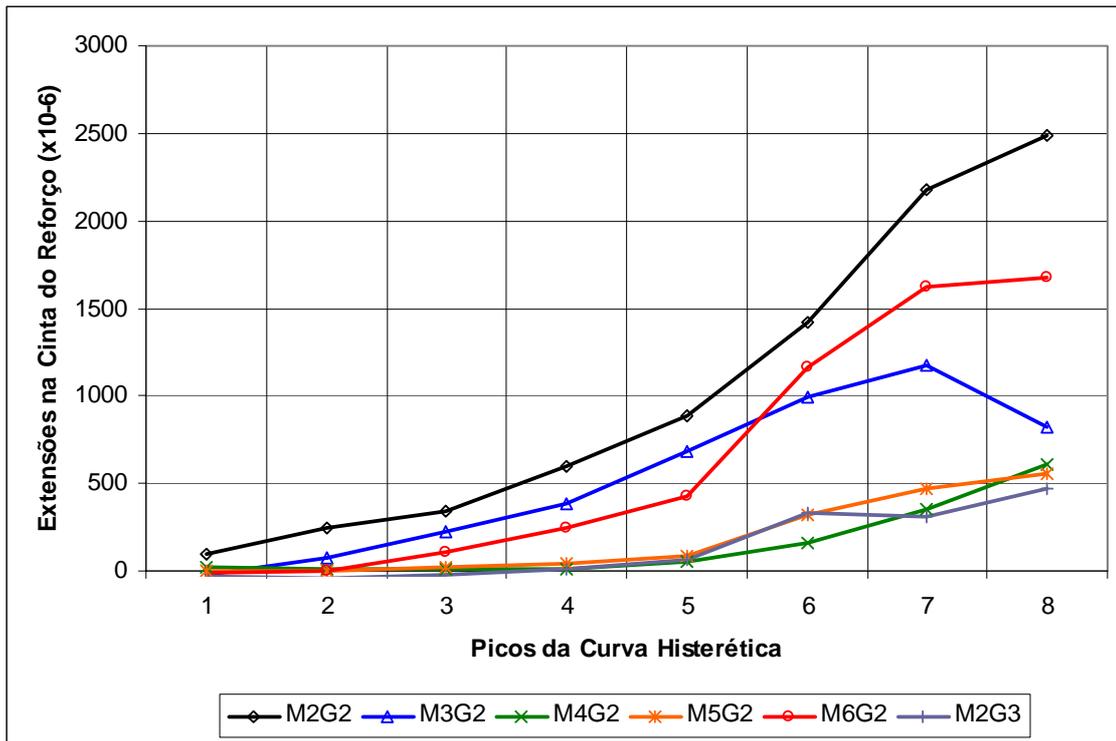


Gráfico 5.40 (b) - Extensão na cinta do reforço nos picos da curva histerética para os modelos M2G2 a M6G2 e M2G3.

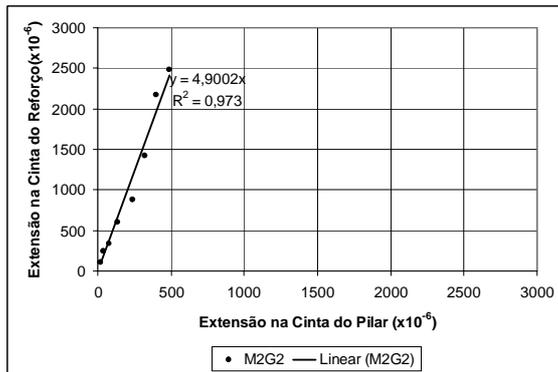


Gráfico 5.41 (a) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M2G2.

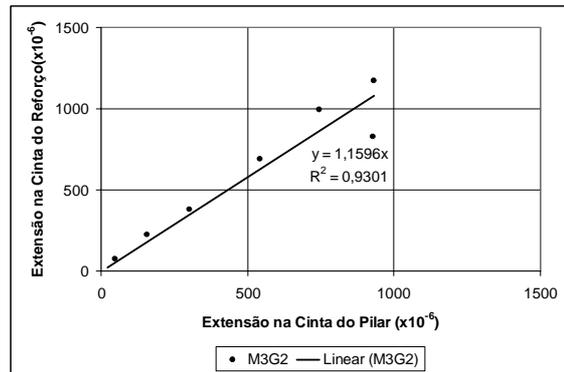


Gráfico 5.41 (b) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M3G2.

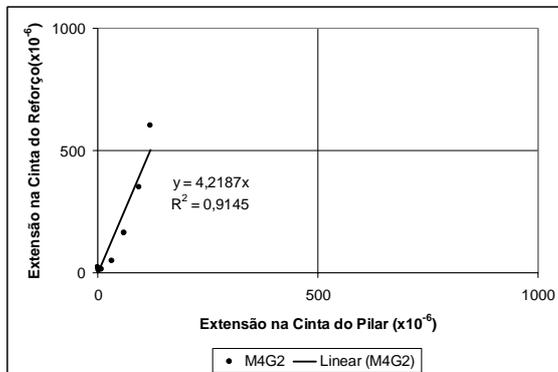


Gráfico 5.41 (c) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M4G2.

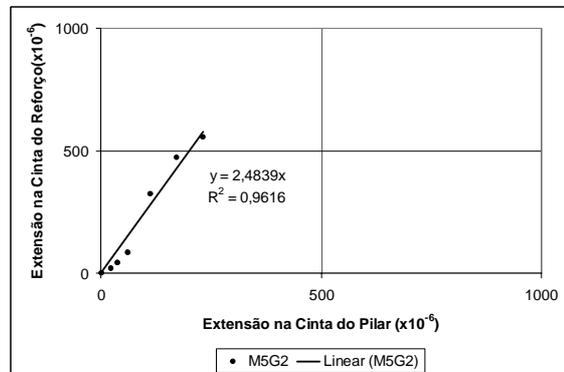


Gráfico 5.41 (d) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M5G2.

5. Análise Experimental, Ensaios Lentos Cíclicos

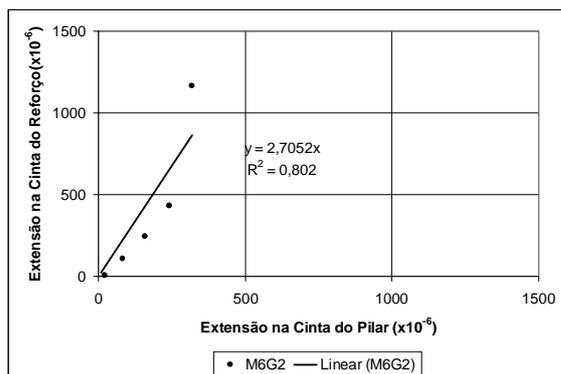


Gráfico 5.41 (e) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M6G2.

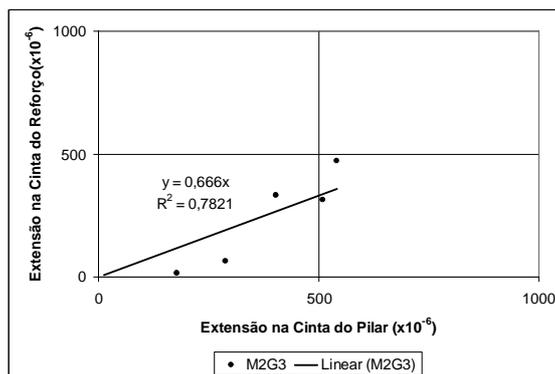


Gráfico 5.41 (f) - Relação entre os valores da extensão na cinta do pilar original e na cinta do reforço para o modelo M2G3.

5.13 Síntese das Comparações e das Conclusões

Neste ponto, apresenta-se uma síntese das comparações dos diferentes modelos, de acordo com os parâmetros considerados nos pontos anteriores, e das conclusões extraídas das mesmas:

Sistema de fissuração

- (1) O sistema de fissuração na face traccionada é genericamente **idêntico** em todos os modelos à excepção do modelo com o reforço não aderente.
- (2) O nível de esmagamento de betão é **bastante mais acentuado** nos modelos não reforçado e monolítico, em betão C20/25, do que nos modelos com o reforço em SikaGrout.
- (3) Os modelos apresentaram **comportamento monolítico, independentemente do tipo de preparação da interface**, exceptuando o modelo com o reforço não aderente.

Carga de cedência

- (4) A opção de definir o histograma dos ensaios lentos cíclicos, a partir do deslocamento de cedência determinado com base nos resultados dos ensaios lentos monotónicos, forneceu resultados **medianamente satisfatórios**.
- (5) Verificaram-se **diferenças** entre os valores da carga de cedência para **amplitude positiva** e para **amplitude negativa**.
- (6) Registaram-se **diferenças** entre os valores da carga e do deslocamento de cedência de modelos idênticos submetidos a **ensaios monotónicos** e a **ensaios cíclicos**.
- (7) Confirmou-se o ponto (3).
- (8) O facto da operação de reforço do pilar ser realizada depois da aplicação do esforço axial, **não teve influência relevante** no resultado dos ensaios.

Carga máxima

- (9) Os valores da carga máxima dos modelos submetidos a ensaios cíclicos são **praticamente coincidentes** com os valores da carga máxima dos modelos submetidos a ensaios monotónicos.
- (10) Não se obteve **totalmente**, no modelo M2G1, a pretendida **não aderência** entre o reforço e o pilar original.
- (11) Confirmaram-se os pontos (3) e (8).
- (12) A resistência dos modelos reforçados é **bastante superior** à do modelo não reforçado.

- (13) A resistência dos modelos com o reforço aderente é **significativamente superior** à resistência do modelo com o reforço não aderente.
- (14) A resistência dos modelos reforçados é **ligeiramente superior** à do modelo monolítico.

Carga de rotura

- (15) Os resultados dependem do critério adoptado mas, genericamente, os modelos M4G2, M5G2 e M6G2 apresentaram valores **idênticos**, e aproximadamente **iguais** ao do modelo M2G3, e **ligeiramente superiores** ao do modelo M3G2, e ainda **significativamente superiores** ao do modelo M2G2 e **bastante superiores** ao do modelo M1G2.
- (16) Confirmaram-se os pontos (3) e (8).

Ductilidade

- (17) A ductilidade dos modelos com reforço aderente é **superior** à do modelo monolítico e esta por sua vez é **superior** à do modelo não reforçado. A ductilidade do modelo reforçado depois de aplicado o esforço axial é **praticamente igual** à dos modelos reforçados antes de aplicado o esforço axial.

Energia dissipada

- (18) A **dissipação de energia nos quatro primeiros ciclos**, de amplitude inferior ou igual à amplitude de cedência, é **bastante reduzida**.
- (19) Observa-se um **aumento da dissipação de energia com o aumento da amplitude dos ciclos**.
- (20) Para **ciclos de igual amplitude, constata-se uma diminuição de energia dissipada**, do primeiro para o segundo e deste para o terceiro.

Energia dissipada versus amplitude dos ciclos

- (21) A energia dissipada *versus* a amplitude dos ciclos relativa ao modelo não reforçado, M1G2, é **consideravelmente inferior** à correspondente ao modelo com o reforço não aderente, M2G1, sendo esta **ligeiramente inferior** à dos restantes modelos. Estes apresentam resultados **semelhantes**, sendo o do modelo monolítico, M3G1, o **limite inferior** dos mesmos.

Energia dissipada normalizada

- (22) Verifica-se uma **diminuição** da energia dissipada normalizada **do quinto ciclo para o sexto ciclo** e uma **diminuição mais ligeira deste para o sétimo ciclo**. Esta tendência mantém-se **em todos os conjuntos de ciclos de amplitude constante**.

- (23) A energia dissipada normalizada relativa ao modelo não reforçado, M1G2, é **inferior** à energia dissipada normalizada correspondente aos restantes modelos, os quais, incluindo o modelo não aderente, M2G2, apresentam um comportamento **qualitativamente semelhante** em termos deste parâmetro.

Índice de danos

- (24) Constata-se, em todos os modelos, uma **degradação da rigidez secante de ciclo para ciclo**.

Extensão nas cintas

- (25) No modelo não reforçado, M1G2, o valor da extensão nas cintas é **superior** ao valor da extensão nas cintas do pilar original dos restantes modelos.
- (26) No modelo monolítico, M3G2, o efeito de cintagem parece estar **igualmente distribuído** entre as cintas do pilar original e as do reforço.
- (27) No modelo com o reforço não aderente, M2G2, o efeito de cintagem parece ser **assegurado essencialmente** pelas cintas do reforço, ao contrário do verificado nos ensaios monotónicos.
- (28) Nos modelos com o reforço aderente, M4G2, M5G2 e M6G2, o valor da extensão nas cintas do reforço é **significativamente superior** ao valor da extensão nas cintas do pilar original.
- (29) No modelo reforçado depois de aplicado o esforço axial, M2G3, parece haver uma **inversão da tendência** demonstrada pelos modelos anteriormente descritos, i.e., a cinta do pilar original apresenta maiores extensões do que a do reforço, ao contrário do verificado nos ensaios monotónicos.

Capítulo 6 - Modelação Numérica

6.1 Introdução

Não se observou descolamento do reforço de nenhum dos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos ou cíclicos, provavelmente devido ao facto de ter ocorrido o esmagamento do betão do reforço na zona do encastramento antes de se terem mobilizado as tensões tangenciais que provocariam o mesmo. Por esta razão, decidiu-se realizar uma análise numérica do problema utilizando o programa comercial de elementos finitos, LUSAS, com o objectivo de se obter uma ordem de grandeza da relação esforço transverso/momento flector para a qual se verificaria o referido descolamento do reforço.

Neste capítulo descrevem-se os diferentes passos da modelação numérica dos ensaios realizados, efectuada com o objectivo de testar, aferir e validar diversos parâmetros, e da simulação numérica de ensaios monotónicos em condições distintas das consideradas.

Utilizaram-se elementos pentaédricos de 6 ou 15 nós e hexaédricos de 8 ou 20 nós e os critérios de rotura de Mohr-Coulomb ou Drucker-Prager para modelar o material betão, elementos barra tri-dimensionais de 2 ou 3 nós e o critério de cedência de Von Mises para modelar o material aço e elementos de interface triangulares de 6 ou 12 nós e quadrados de 8 ou 16 nós e um modelo de delaminação para modelar a interface.

Para resolver os problemas materialmente não lineares utilizou-se um método misto incremental iterativo de Newton-Raphson *standard*.

Este capítulo está organizado em quatro pontos:

6.1 -Introdução.

6.2 - Modelação dos Ensaios Realizados.

Apresenta-se, no ponto 6.2.1, a modelação numérica dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos normalizados utilizados para caracterizar o material betão e dos ensaios de tracção dos provetes usados para caracterizar o material aço que serviram para testar os elementos sólidos e barra utilizados e validar os parâmetros dos critérios de rotura e cedência adoptados.

Nos pontos 6.2.2, e 6.2.3 apresenta-se a modelação numérica de ensaios dos tipos *pull-off* e *slant shear* que tiveram por finalidade testar os elementos de interface e calibrar os parâmetros do modelo de delaminação.

No ponto 6.2.4 apresenta-se a modelação numérica dos ensaios monotónicos do modelo não reforçado, M1G1.

6. Modelação Numérica

No ponto 6.2.5 apresenta-se a modelação numérica dos ensaios monotónicos dos modelos reforçados monolítico, M3G1, com a interface tratada com jacto de areia, M5G1, sem tratamento da interface, M4G1, e do modelo com o reforço não-aderente, M2G1, utilizados para validar a modelação numérica.

6.3 - Simulação de novas situações.

Apresenta-se a simulação numérica dos ensaios monotónicos dos modelos M4G1 modificados, ou seja, dos modelos construídos à semelhança do modelo M4G1 mas com diferentes características geométricas e com relações esforço transverso/momento flector crescentes.

6.4 - Síntese dos procedimentos e conclusões.

No Quadro 6.1 apresentam-se os modelos do estudo experimental, adoptados para calibrar todos os parâmetros envolvidos e para validar a simulação dos ensaios monotónicos de pilares curtos reforçados, os modelos numéricos correspondentes, uma descrição sumária dos mesmos e os pontos onde são referidos.

Modelos		Descrição	Referido em
Experimental	Numérico		
30/100-JA	cubo B30	ensaio dos cubos utilizados para caracterizar o betão original dos provetes 30/100 da Fase 1 Grupo 3.	6.2.1.1
proвете de aço	proвете A 400	ensaio dos provetes utilizados para caracterizar o aço dos varões das armaduras dos modelos da Fase 2.	6.2.1.2
50/50-JA	<i>pull-off</i> 50/50-JA	ensaio <i>pull-off</i> realizado na Fase 1 Grupo 1 para determinar a resistência à tracção da interface preparada com jacto de areia.	6.2.2
50/50-JA	<i>slant shear</i> 50/50-JA	ensaio <i>slant shear</i> realizado na Fase 1 Grupo 1 para determinar a resistência ao corte da interface preparada com jacto de areia.	6.2.3
M1G1	NR	ensaio lento monotónico, da Fase 2 Grupo 1, do pilar não reforçado.	6.2.4
M6G1	R_MON, R_ST e R_JA	ensaio lento monotónico, da Fase 2 Grupo 1, de um pilar com o reforço aderente.	6.2.5
M2G1	R_NA	ensaio lento monotónico, da Fase 2 Grupo 1, do pilar com o reforço não aderente.	6.2.5
-	R_ST_H	ensaio lento monotónico de pilares curtos reforçados por encamisamento de betão armado sem tratamento da interface.	6.3

Quadro 6.1 - Descrição dos modelos adoptados do estudo experimental e correspondentes modelos numéricos.

6.2 Modelação dos Ensaio Realizados

6.2.1 Modelação dos Ensaio dos Materiais Aço e Betão

Neste ponto apresenta-se a modelação numérica dos ensaios experimentais realizados para determinar as características dos materiais betão e aço com a finalidade principal de validar os parâmetros necessários aos critérios de rotura e de cedência adoptados: Mohr-Coulomb e Drucker-Prager para o betão e Von Mises para o aço [Owen e Hinton 1980, Zienkiewicz e Taylor 1989, Crisfield 1991, Júlio 1995, LUSAS 2000a].

No Quadro 6.2, encontram-se indicados os valores de diferentes parâmetros determinados a partir dos resultados experimentais dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos *standard* do betão original e do betão do reforço, utilizados nos modelos indicados, adoptados para validar os parâmetros da modelação numérica, encontrando-se todos os valores em *MPa* à excepção do ângulo de atrito interno que se apresenta em graus. Os seguintes parâmetros são indicados:

$f_{cm,28}$ o valor médio da tensão de rotura à compressão, aos 28 dias, do betão original e do betão de reforço, obtidos a partir dos resultados de provetes cúbicos *standard*.

$f_{cm,de}$ o valor médio da tensão de rotura à compressão, à data do ensaio, do betão original, obtido multiplicando o valor anterior, $f_{cm,28}$, por um coeficiente de endurecimento de 1,1, determinado experimentalmente.

$f_{ck,28}$ o valor característico da tensão de rotura à compressão, aos 28 dias, do betão original e do betão de reforço, determinado admitindo uma distribuição gaussiana através da expressão: $f_{ck,28} = f_{cm,28} - 2DP$, sendo *DP* o desvio padrão.

$f_{ck,de}$ o valor característico da tensão de rotura à compressão, à data do ensaio, do betão original, determinado multiplicando o valor anterior, $f_{ck,28}$, pelo coeficiente de endurecimento referido anteriormente.

f_{ctm} o valor médio da tensão de rotura à tracção do betão original e do betão do reforço, calculado a partir da expressão do REBAP: $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ [REBAP-84].

c o valor da coesão do betão original e do betão do reforço, obtido através da expressão:

$$c = 0,5 \times \sqrt{f_{cm} \times f_{ctm}} \quad [\text{Júlio 1995}].$$

ϕ_i o valor do ângulo de atrito interno, calculado com base na expressão:

$$\phi_i = \sin^{-1} \left[\frac{(f_{cm} - f_{ctm})}{(f_{cm} + f_{ctm})} \right] \quad [\text{Júlio 1995}].$$

E_c o valor do módulo de elasticidade, determinado de acordo com a expressão do REBAP:

$$E_c = 9,5 \sqrt[3]{f_{cm}} \quad [\text{REBAP-84}], \text{ tendo sido adoptado para coeficiente de Poisson o valor aí indicado de } 0,2.$$

6. Modelação Numérica

Teste	Modelo	Betão Original						Betão do Reforço				
		$f_{cm,28}$	$f_{cm,de}$	$f_{ck,de}$	$f_{ctm,de}$	c	ϕ_t	$f_{cm,28}$	$f_{ck,28}$	$f_{ctm,28}$	c	ϕ_t
SS	30/100-JA	33,09	36,40	32,76	3,07	5,29	57,61	91,25	82,13	5,67	11,37	62,01
SS-PL	50/50-JA	50,60	55,66	50,09	4,08	7,53	59,70	45,14	40,63	3,55	6,33	58,67
Monot.	M1G1-NR	31,23	34,60	31,14	2,97	5,07	57,34	-	-	-	-	-
Monot.	M2G1-NA	31,23	34,64	31,18	2,97	5,07	57,36	79,79	71,81	5,18	10,17	61,41
Monot.	M6G1-MN	31,23	34,79	31,31	2,98	5,09	57,37	82,76	74,48	5,31	10,48	61,57

Quadro 6.2 - Valores da coesão e do ângulo de atrito interno dos betões original e do reforço.

LEGENDA	
Ensaios	Modelos dos ensaios SS e PL
SS - <i>Slant shear test</i>	o/r-T - provete constituído por um betão original com uma resistência à compressão aos 28 dias esperada de "o" MPa e por um betão de reforço com uma resistência
PL - <i>Pull-off test</i>	à compressão aos 28 dias esperada de "r" MPa e com a superfície da interface preparada com o tratamento "T" (ST - sem tratamento; JA - jacto de areia)
Monot - Ensaio lento monotónico	
Modelos dos ensaios Monot.	
MiGj-C - modelo "i" do grupo "j" de características "C" (NR- modelo não reforçado; NA - modelo com o reforço não aderente; MN - modelo com o reforço aderente).	

6.2.1.1 Calibração do Betão

Seguidamente apresenta-se, a título de exemplo, o resultado da simulação numérica dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos normalizados utilizados para caracterizar o betão original dos modelos 30/100-JA. De acordo com o Quadro 6.2, o betão original apresenta as seguintes características: $E_{c,de}=31,48GPa$, $\nu=0,2$, $f_{cm,de}=36,40MPa$ e $f_{ctm,de}=3,07MPa$, ou seja, $c=5,29MPa$ e $\phi_t=57,61^\circ$.

Esta simulação teve como objectivo testar os elementos finitos hexaédricos de 8 e 20 nós [Sarnecki 1975, Hinton e Owen 1979, Bathe 1982, Lusas 2000a e b], testar refinamentos da malha de elementos finitos, testar o método misto incremental e iterativo de Newton-Raphson *standard* [Oden 1972, Martin 1973, Owen e Hinton 1980, Bathe 1982, Dias da Silva 1986, Zienkiewicz e Taylor 1989, Crisfield 1991, Argyris *et al.* 1991, Júlio 1995, Lusas 2000a] usado e testar os critérios de rotura de Mohr-Coulomb e de Drucker-Prager adoptados para o betão.

As condições de apoio consideradas consistiram em restringir os deslocamentos verticais das faces superior e inferior dos mesmos, para facilitar a comparação com o resultado analítico e assim permitir a validação do cálculo numérico, e restringir um dos deslocamentos horizontais numa aresta inferior normal a essa direcção e o outro dos deslocamentos horizontais noutra aresta inferior normal a essa outra direcção, para evitar movimentos de corpo rígido do modelo.

O carregamento consistiu no deslocamento imposto da face inferior dos provetes para simular a elevação do prato inferior da prensa de ensaios. Definiram-se 12 incrementos iguais de deslocamento com o valor $1,7344 \times 10^{-5}m$ correspondente a 10% do deslocamento necessário para atingir a rotura do provete, ou seja, para atingir a tensão $f_{cm,ens}=36,40MPa$.

Nas Figuras 6.1 e 6.2, apresenta-se o resultado em termos de distribuição de tensões verticais para o deslocamento de rotura (incremento 10) e os pontos de Gauss onde foi atingida a rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb (incremento 11).

Verifica-se uma coincidência perfeita entre os resultados analítico e numérico. De facto, para o deslocamento de rotura, $1,7344 \times 10^{-4} m$ (incremento 10), o modelo atinge a tensão de rotura à compressão definida, $36,40 MPa$, e no incremento seguinte todos os pontos de Gauss são indicados como tendo atingido a rotura.

No Gráfico 6.1 encontra-se representada a evolução da força aplicada *versus* o deslocamento do prato inferior da prensa.

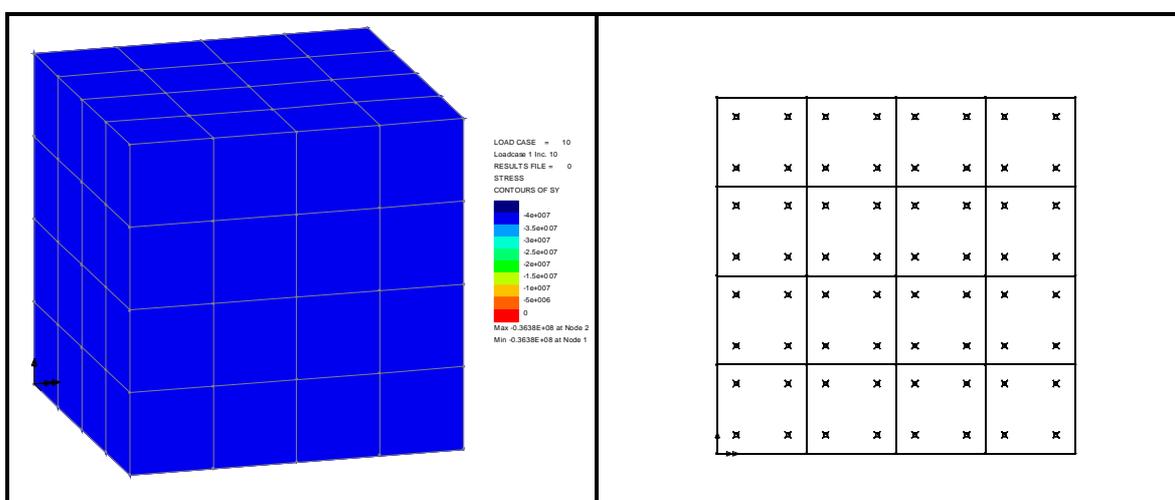


Figura 6.1 - Distribuição uniforme de tensões no modelo.

Figura 6.2 - Pontos de Gauss onde se atingiu a cedência.

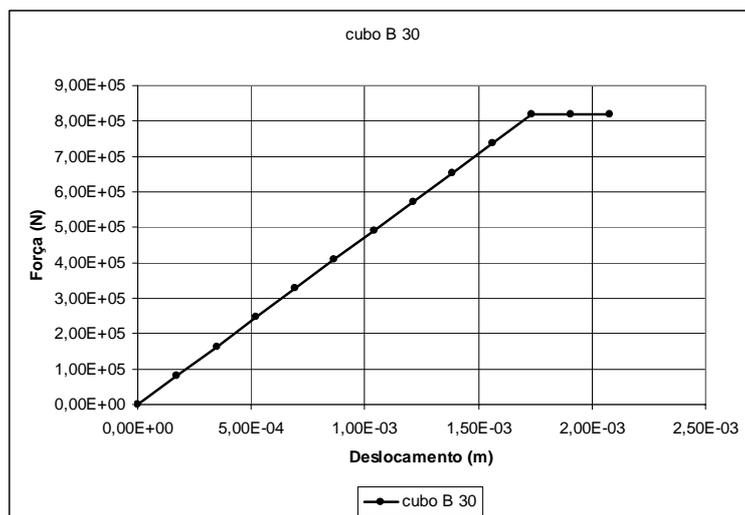


Gráfico 6.1 - Carga *versus* deslocamento do ensaio de um provete cúbico, obtido numericamente.

6.2.1.2 Calibração do Aço

Apresenta-se, também a título de exemplo, o resultado da simulação numérica dos ensaios de tracção dos provetes utilizados para caracterizar o aço usado nos modelos submetidos a ensaios lentos monotónicos.

De acordo com os ensaios laboratoriais, o aço utilizado apresenta as seguintes características: módulo de elasticidade, $E_s=209,456GPa$, tensão de cedência, $f_{sy}=526,102MPa$ e extensão de cedência, $\epsilon_{sy}=2512 \times 10^{-6}$, tendo-se adoptado para coeficiente de Poisson o valor indicado no Eurocódigo 3, $\nu=0,3$ [Eurocode 3-1992]. Considerou-se um comprimento dos "provetes numéricos" de $100mm$, igual à distância entre as extremidades do extensómetro usado nos ensaios laboratoriais, e uma área de $7,85 \times 10^{-5}m^2$ correspondente ao diâmetro $\phi 10$ dos provetes testados.

Esta modelação teve como objectivo testar os elementos finitos barra tridimensionais de 2 e 3 nós [Bathe 1982, Lusas 2000a e b], testar o método incremental e iterativo de Newton-Raphson *standard* usado e testar o critério de cedência de Von Mises adoptado para o aço.

As condições de apoio consideradas consistiram em restringir todos os graus de liberdade nos nós de extremidade e restringir os deslocamentos normais ao eixo do provete em todos os restantes nós, para evitar problemas de instabilidade numérica do modelo.

O carregamento consistiu no deslocamento imposto do nó de uma das extremidades do provete para simular a máquina de tracção.

Definiram-se 12 incrementos iguais de deslocamento com o valor $2512 \times 10^{-8}m$ correspondente a 10% do deslocamento de cedência do provete, ou seja, para atingir a tensão $f_{sy}=526,102MPa$ a que corresponde a força de cedência $F_{sy}=41320N$.

Na Figura 6.3 e no Gráfico 6.2, apresentam-se o resultado em termos de distribuição de forças axiais para o deslocamento de cedência (incremento 10) e a evolução da força com o deslocamento aplicado. Também neste modelo se verificou uma concordância total com os resultados analíticos.

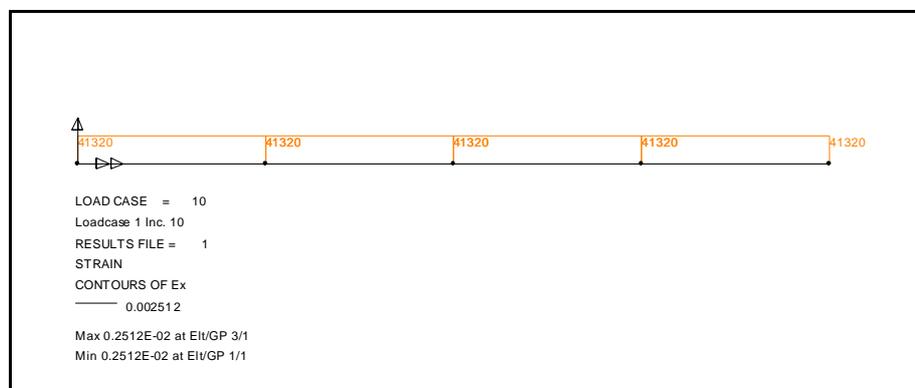


Figura 6.3 - Esforço axial no modelo para o deslocamento de cedência.

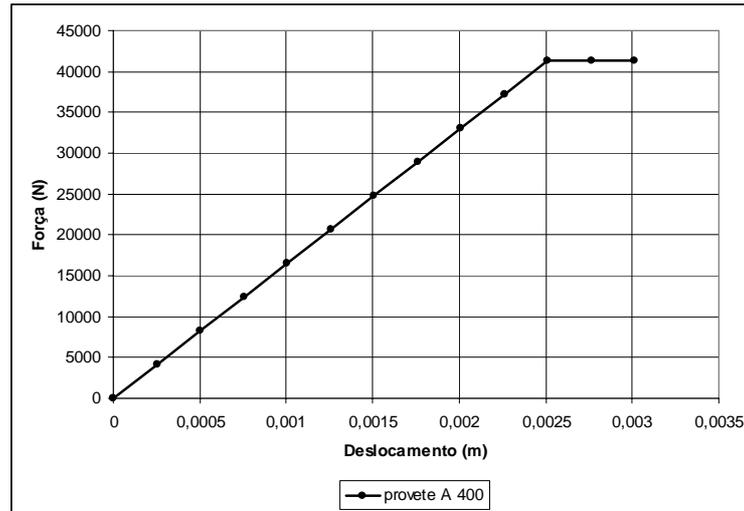


Gráfico 6.2 - Carga *versus* deslocamento do ensaio de um provete de aço, obtido numericamente.

6.2.2 Modelação dos Ensaios do Tipo *Pull-Off*

A modelação dos ensaios realizados do tipo *pull-off* teve como objectivos testar os elementos finitos pentaédricos de 6 e 15 nós, os elementos finitos de interface triangulares de 6 e de 12 nós [Lusas 2000a e b] utilizados e calibrar as características do mecanismo de delaminação adoptado [Lusas 2000a].

Os provetes ensaiados 50/50-JA foram seleccionados para efectuar a modelação numérica por corresponderem a uma das condições de rugosidade da interface que se pretende simular, superfície da interface preparada com jacto de areia, e por não ter sido possível realizar este tipo de ensaio com os provetes 50/50-ST uma vez que, ao executar a carotagem parcial, se provocou o descolamento da interface dos mesmos.

Atendendo à dupla simetria do provete do tipo *pull-off*, decidiu-se modelar apenas um quarto do mesmo para tornar o cálculo mais rápido (Figura 6.4).

As condições de apoio consideradas consistiram em restringir todos os graus de liberdade nos nós correspondentes à zona de aplicação do anel de contra-pressão do equipamento de ensaio utilizado, tendo-se restringido todos os nós de cada uma das superfícies de simetria na direcção normal correspondente. O carregamento consistiu no deslocamento imposto dos nós coincidentes com o topo da carote onde, no ensaio laboratorial, foi colado com resina epóxida o disco de aço ao qual foi ligado o dispositivo do ensaio de tracção.

O resultado médio da tensão de rotura por tracção dos cinco provetes 50/50-JA ensaiados foi de $2,65\text{MPa}$, tendo sido este o valor especificado como tensão inicial do primeiro modo de delaminação. A tensão inicial dos restantes dois modos, correspondentes à delaminação por corte, foi definida com base nos resultados dos ensaios do tipo *slant shear* dos provetes com igual

tratamento da superfície da interface. O valor da extensão elástica limite para cada um dos modos de delaminação foi considerado bastante reduzido de forma a ter-se uma rigidez inicial muito elevada. O valor da extensão máxima de cada um dos modos de delaminação foi, pelo contrário, considerado elevado para se poder facilmente visualizar o descolamento. A energia de fractura de cada um dos modos de delaminação foi calculada como a área definida pela recta tensão-extensão elástica limite, pela recta correspondente ao amaciamento e pelo eixo das abcissas. Consideraram-se os valores indicados no Quadro 6.3.

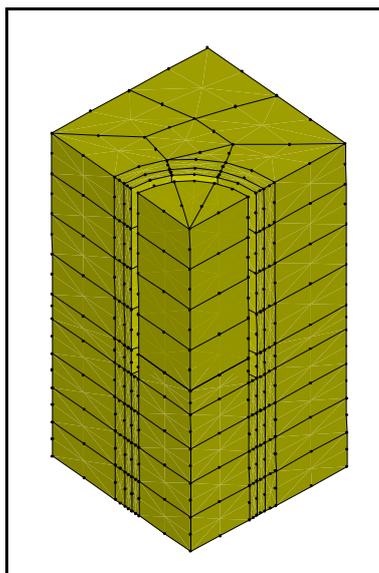


Figura 6.4 - Malha de elementos finitos do modelo *pull-off*.

Parâmetros	MODO 1	MODO 2	MODO 3
EF	10E+003	45,48E+003	45,48E+003
TLE	2,65E+006	1,413E+007	1,413E+007
DRM	1E-009	2E-009	2E-009

Quadro 6.3 - Características do modelo de delaminação adoptado.

LEGENDA

EF - energia de fractura de cada um dos modos

TLE - tensão limite de elasticidade

DRM - deslocamento relativo máximo

Definiram-se como características do betão original, um módulo de Young de $36,27GPa$, um coeficiente de Poisson de $0,2$, e adoptou-se o critério de rotura de Mohr-Coulomb, considerando uma coesão de $7,53MPa$ e um ângulo de atrito interno de $59,7^\circ$. Para evitar problemas de instabilidade numérica, admitiu-se endurecimento, considerando, tanto para a coesão, como para o ângulo de atrito interno, uma tangente de $0,01$ e ainda uma extensão plástica de $3,5 \times 10^{-3}$. Para o betão de reforço, definiu-se um módulo de elasticidade de $33,83GPa$, um coeficiente de Poisson de

0,2, uma coesão de $6,33\text{MPa}$, um ângulo de atrito interno de $58,67^\circ$ e parâmetros de endurecimento iguais aos do betão original, pelo mesmo motivo.

Devido à geometria do problema e ao tipo de carregamento aplicado não é possível determinar analiticamente o valor exacto do deslocamento imposto a que corresponde a rotura. Por essa razão, definiram-se 20 incrementos iguais de deslocamento com o valor de $1 \times 10^{-6}\text{m}$, valor arredondado por defeito de um décimo do valor estimado correspondente à rotura.

Apresenta-se o resultado em termos de distribuição de tensões verticais na configuração deformada correspondente ao incremento 1 (Figura 6.5a) e ao incremento 20 (Figura 6.5b) e um gráfico da evolução da força instalada *versus* o deslocamento do topo da carote (Gráfico 6.3).

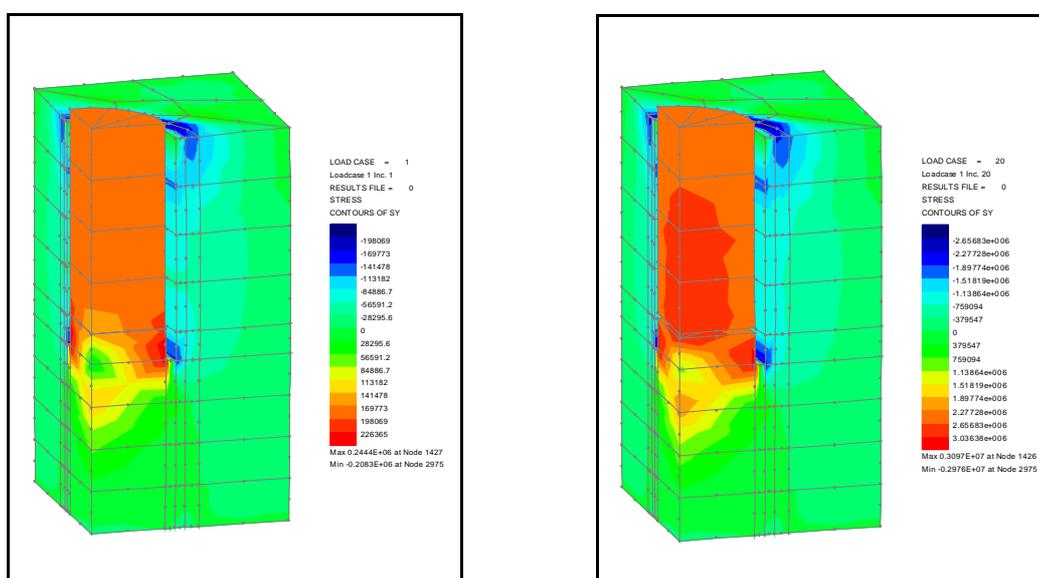


Figura 6.5 - Distribuição de tensões no modelo *pull-off* (a) para o incremento 1 e (b) para o incremento 20.

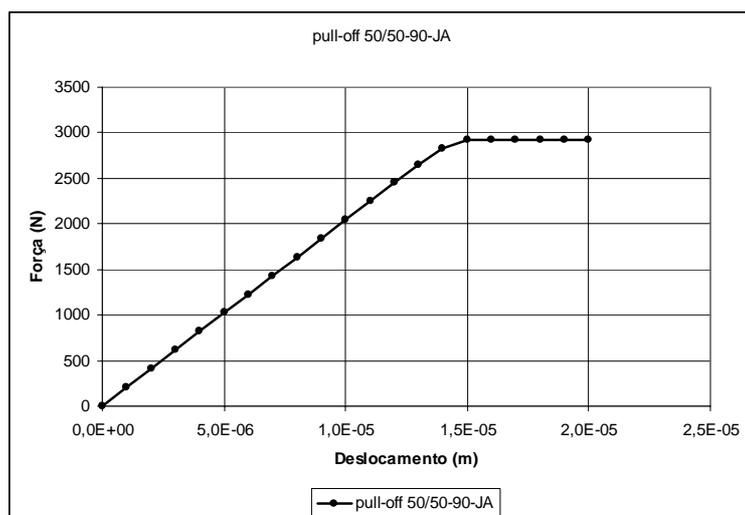


Gráfico 6.3 - Força vs deslocamento resultante de um ensaio do tipo *pull-off*.

Verifica-se que a modelação numérica simula com bastante rigor o ensaio realizado. De facto, para um valor de deslocamento imposto de 15×10^{-6} , observa-se o início do descolamento com uma força

instalada de $2925,6N$, que é sensivelmente um quarto do valor médio da força medida experimentalmente de $11700N$ ($11700/4=2925$), a que corresponde uma tensão de tracção de $2,65MPa$, valor definido como tensão inicial de delaminação para o modo 1. Como se pode constatar a partir das Figuras 6.5, também visualmente é bastante evidente o descolamento da interface.

6.2.3 Modelação dos Ensaios do Tipo *Slant Shear*

A modelação de alguns dos ensaios realizados do tipo *slant shear* teve como objectivos testar diferentes refinamentos da malha de elementos finitos, condições fronteira, tipos de carregamento, comportamentos dos materiais e, principalmente, calibrar as características dos elementos finitos de interface quadrados de 16 e 8 nós e triangulares de 12 e 6 nós utilizados e do mecanismo de delaminação adoptado para os mesmos.

Os provetes ensaiados 50/50-JA foram seleccionados para efectuar a modelação numérica por corresponderem à condição de rugosidade da interface que se utilizou na modelação dos ensaios do tipo *pull-off* - superfície da interface tratada com jacto de areia.

Apresentam-se, a título de exemplo, 3 simulações do ensaio dos provetes 50-50-JA.

Na primeira, considerou-se um comportamento material linear elástico, igual para o betão original e o betão de reforço, com um módulo de elasticidade, $E= 30,615GPa$, e um coeficiente de Poisson, $\nu=0,2$.

O carregamento consistiu no deslocamento imposto da face inferior do modelo para simular o deslocamento do prato inferior da prensa, tendo-se considerado 12 incrementos iguais a 10% do valor teórico do deslocamento necessário para atingir a rotura da interface.

Para se ter um estado de compressão puro, para melhor controlar os resultados, restringiu-se o deslocamento das faces superior e inferior do modelo apenas na direcção vertical e duas arestas adjacentes da face inferior na direcção horizontal normal correspondente, para impedir deslocamentos de corpo rígido.

O resultado numérico foi perfeitamente coincidente com o resultado analítico.

Com efeito, para o incremento 10, correspondente a um deslocamento de $0,4mm$, obteve-se o valor analítico da tensão normal vertical de $30,615MPa$ (Figura 6.6a) e o valor limite analítico da tensão tangencial na interface de $14,13MPa$. Para o incremento 11, observou-se o descolamento da interface (Figura 6.6b).

Na segunda simulação, apenas se alterou, relativamente ao primeiro modelo, as características do material betão, tendo-se introduzido um comportamento não linear e um critério de rotura de Mohr-Coulomb atribuindo, contudo, os mesmos parâmetros ao betão original e ao betão de reforço. O resultado foi idêntico ao do modelo inicial.

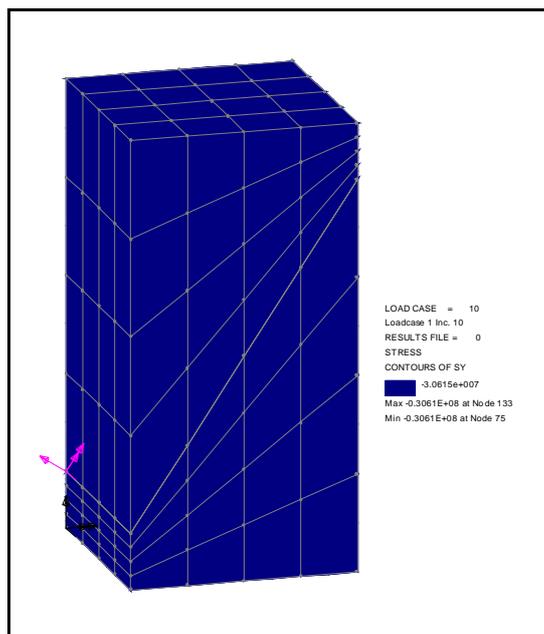


Figura 6.6 (a) - Malha de elementos finitos do modelo *slant shear*.

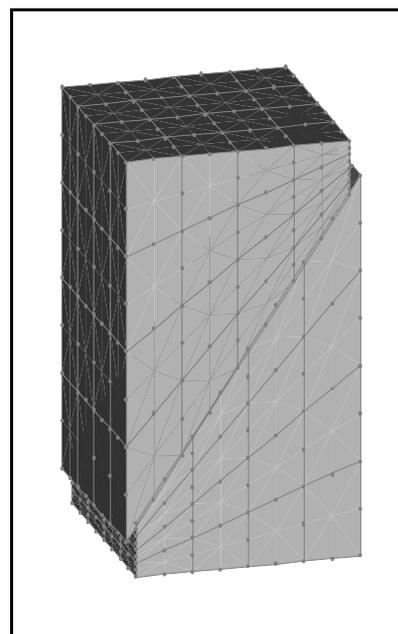


Figura 6.6 (b) - Deformada do modelo *slant shear* depois da rotura da interface.

Na terceira simulação, introduziram-se os valores exactos referentes aos betões original e de reforço.

Surgiram problemas numéricos, mais concretamente dificuldades de convergência quando o deslocamento se aproximava do valor que originava tensões tangenciais na interface próximas do valor de rotura definido. Como as características dos betões original e de reforço eram diferentes, a distribuição de tensões no modelo não era uniforme e a concentração de tensões daí resultante provocou as referidas dificuldades de convergência. Estando-se a utilizar uma combinação dos métodos incremental e iterativo de Newton-Raphson *standard*, o problema foi contornado aumentando drasticamente o número de incrementos a partir do valor do deslocamento para o qual o programa abortava.

Por serem mais elucidativos da evolução do descolamento da interface, apresentam-se os resultados relativos ao deslocamento vertical dos pontos do modelo, para um deslocamento da base de $0,3500\text{mm}$ (Figura 6.7a - incremento 10), $0,3747\text{mm}$ (Figura 6.7b - incremento 220), $0,3920\text{mm}$ (Figura 6.7c - incremento 560) e $0,4400\text{mm}$ (Figura 6.7d - incremento 1500), apresentando-se igualmente a evolução da força aplicada *versus* o deslocamento vertical do prato da prensa (Gráfico 6.4).

Constata-se que, apesar do descolamento da interface ter sido progressivo, o valor médio da tensão tangencial máxima na interface é coincidente com o valor definido para a tensão de delaminação do segundo modo.

6. Modelação Numérica

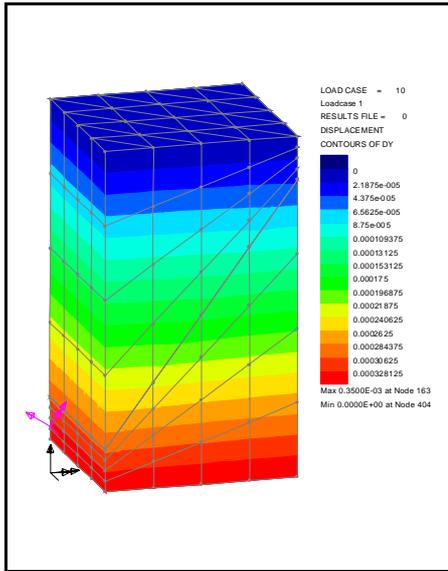


Figura 6.7 (a) - Deslocamento vertical dos pontos do modelo *slant shear* para o incremento 10.

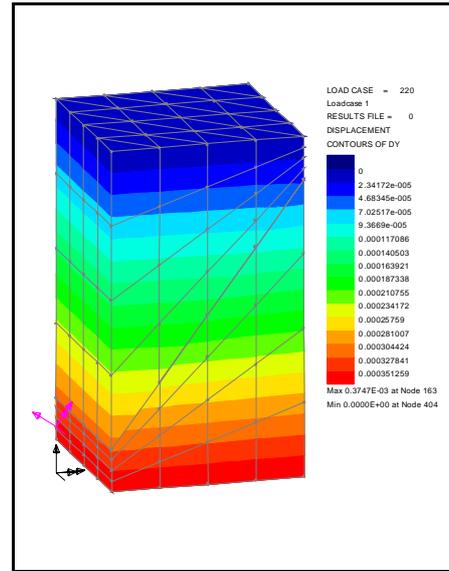


Figura 6.7 (b) - Deslocamento vertical dos pontos do modelo *slant shear* para o incremento 220.

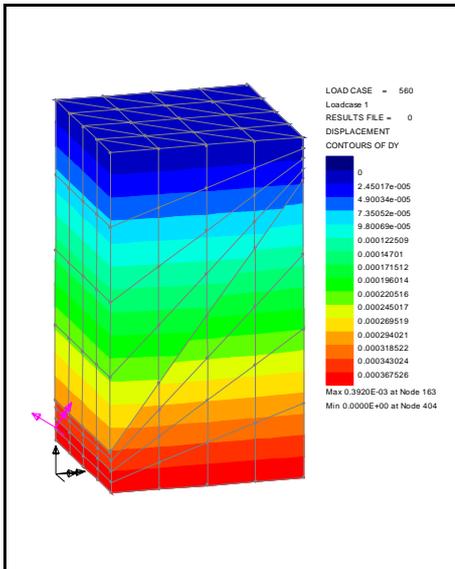


Figura 6.7 (c) - Deslocamento vertical dos pontos do modelo *slant shear* para o incremento 560.

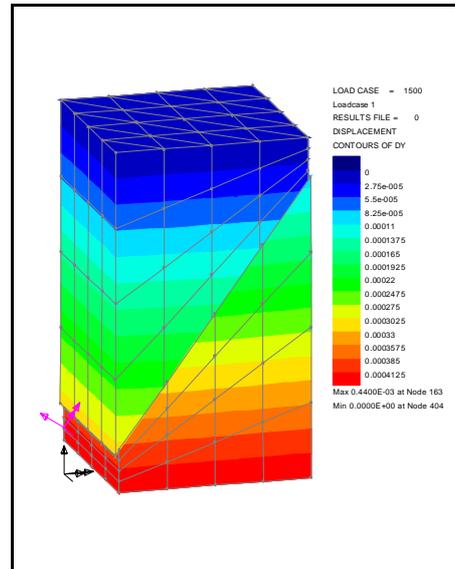


Figura 6.7 (d) - Deslocamento vertical dos pontos do modelo *slant shear* para o incremento 1500.

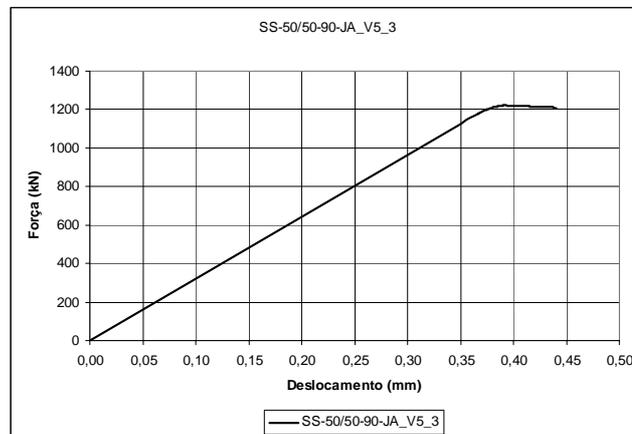


Gráfico 6.4 - Força vs deslocamento resultante de um ensaio do tipo *slant shear*.

6.2.4 Modelação do Ensaio Monotónico do Pilar Não Reforçado

A modelação do ensaio lento monotónico do modelo M1G1 teve como objectivo comparar o resultado numérico com o resultado experimental, validando assim os elementos finitos, os critérios de rotura e de cedência, a refinação da malha, o método misto incremental e iterativo de Newton-Raphson *standard* e os critérios de convergência [Lusas 2000c] adoptados na análise.

Adoptou-se como designação dos modelos numéricos do pilar não reforçado, $NR_{i,j}$, sendo i o número da versão original e j o número da versão modificada do ficheiros de dados.

Atendendo à simetria do modelo e do carregamento, optou-se por modelar apenas meio pilar. Utilizaram-se 224 elementos hexaédricos de 8 nós e o critério de rotura de Drucker-Prager para modelar o betão e 144 elementos barra de 2 nós e o critério de cedência de Von Mises para modelar os varões da armadura longitudinal e as cintas de aço. A malha foi definida com a preocupação de se obterem elementos regulares e foi condicionada pela localização das armaduras longitudinais e transversais do pilar bem como pelas cintas do reforço a considerar no modelo reforçado a construir a partir deste.

As condições de apoio consistiram na restrição de todos os graus de liberdade dos nós correspondentes ao encastramento e à restrição do deslocamento na direcção perpendicular ao plano de flexão de todos os nós situados no plano de simetria.

O carregamento compreendeu, nos primeiros 10 incrementos, a aplicação gradual do esforço axial como carga uniformemente distribuída no topo do pilar, à semelhança do ensaio experimental, tendo-se mantido constante esse valor nos incrementos seguintes, e na aplicação de um deslocamento imposto nos pontos de uma das faces do modelo a 1,0m do encastramento com o valor total de 20mm entre o incremento 11 e o incremento 1000, tendo este último sido definido por tentativas sucessivas até se obter convergência.

Apresentam-se na Figura 6.8 (a) a malha de elementos finitos do modelo NR_{8_1} , visualizando-se apenas os elementos hexaédricos de 8 nós e na Figura 6.8 (b) os elementos barra nela contidos.

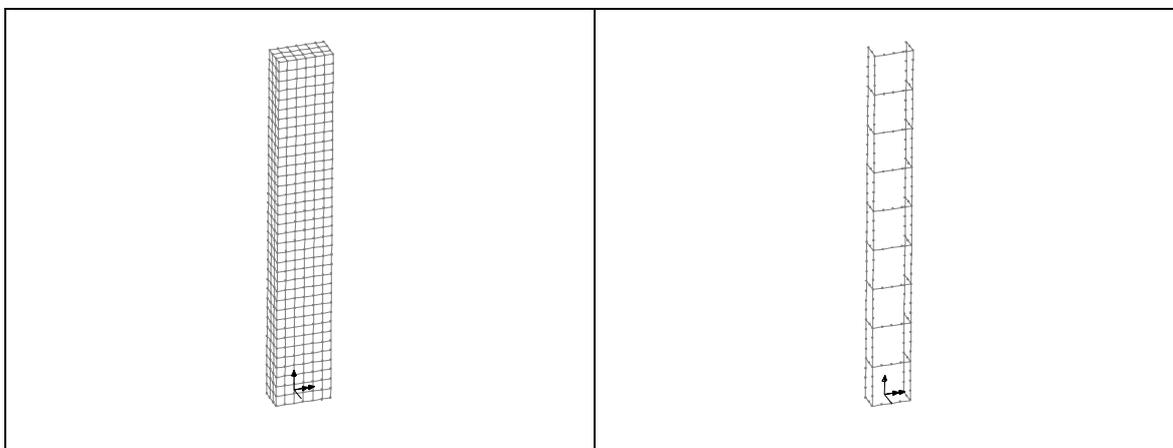


Figura 6.8 (a) - Malha de e. f. do modelo NR_{8_1}

Figura 6.8 (b) - Elementos barra do modelo NR_{8_1}

O resultado numérico obtido, em termos de curva força horizontal aplicada *versus* deslocamento dos pontos de aplicação da mesma, foi significativamente diferente do resultado experimental. Depois de analisado o problema atribuiu-se essa diferença ao facto de no critério de rotura de Drucker-Prager não se ter considerado amaciamento, o que se traduziu na prática num comportamento elasto-plástico do betão. Como se tinha definido para resistência à tracção deste material o valor calculado de $2,97MPa$, era natural que o modelo numérico apresentasse valores mais elevados de rigidez e de resistência relativamente ao modelo experimental. Os modelos corrigidos em que se introduziu amaciamento, cedo apresentavam instabilidade numérica. Optou-se então por reduzir o valor da resistência à tracção do betão para $0,05MPa$. Também esses modelos se mostraram instáveis. Definiu-se então o modelo *NR_9_6* em que se atribuiu o valor de $0,05MPa$ de resistência à tracção do betão apenas aos elementos hexaédricos de 8 nós situados na zona junto ao encastramento, onde no modelo experimental se tinha observado fendilhação, e aos restantes o valor de $2,97MPa$. Este modelo apresentou um resultado que se considerou satisfatório.

Apresentam-se, no Gráfico 6.5, as curvas força horizontal aplicada *versus* deslocamento dos pontos de aplicação da mesma, relativas aos modelos experimental (MIG1), ao modelo numérico inicial (*NR_8_1*) e ao modelo numérico adoptado (*NR_9_6*).

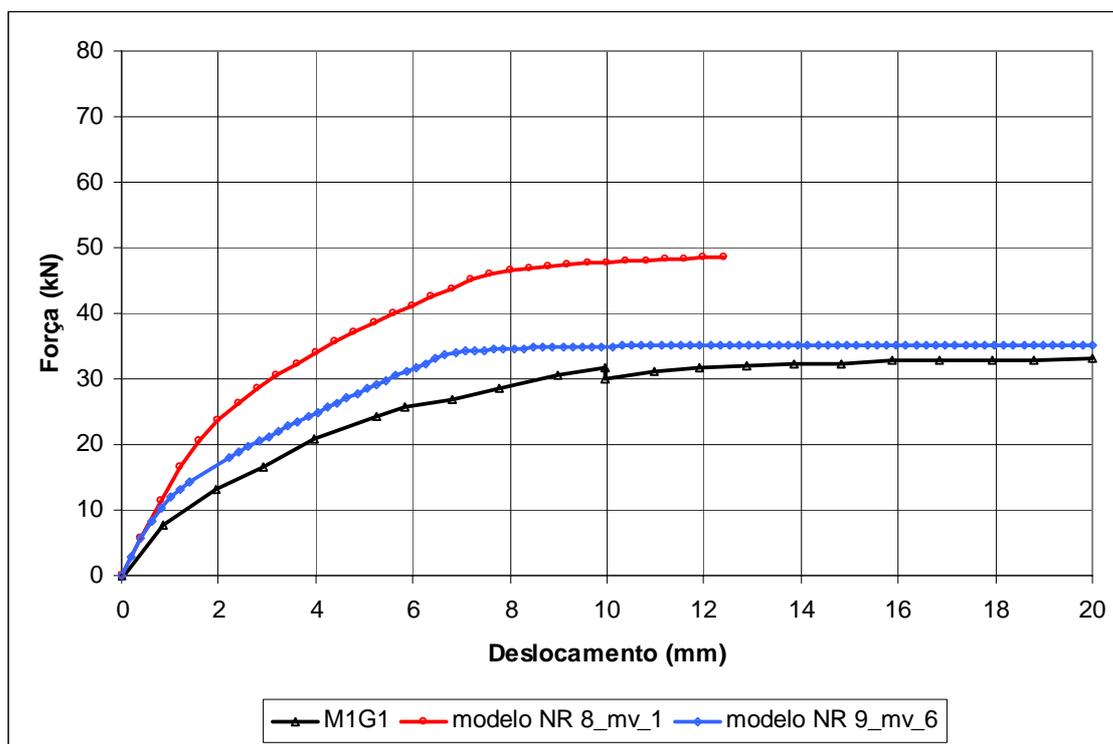


Gráfico 6.5 - Curvas Força *versus* Deslocamento dos modelos MIG1 (experimental), modelo *NR_8_1* e modelo *NR_9_6*.

Apesar do modelo numérico apresentar um resultado razoavelmente semelhante ao resultado do modelo experimental revelava contudo alguns inconvenientes. Para se conseguir aplicar o deslocamento de $20mm$, definido para incluir claramente a fase plástica, foi necessário considerar

1000 incrementos para evitar instabilidade numérica, conforme já foi referido. Como o modelo era bastante "pesado" o tempo de cálculo foi de cerca de um mês. A modelação dos ensaios lentos monotónicos dos modelos reforçados surgia então como uma tarefa impossível pelo que se decidiu construir modelos menos refinados e analisar a sua viabilidade.

Optou-se por construir o modelo com o menor número possível de elementos, condicionado pelas restrições geométricas e evitando distorções excessivas dos mesmos. Em função do resultado obtido estudar-se-iam diferentes refinamentos até o resultado ser satisfatório. A malha deste modelo, designado modelo *NR_10_1*, era constituída por 30 elementos hexaédricos de 8 nós para modelar o betão e 20 elementos barra de 2 nós para modelar os varões de aço da armadura longitudinal. As cintas foram eliminadas tendo-se mantido as restantes características do modelo *NR_9_6*. O resultado, em termos de curva força horizontal aplicada *versus* deslocamento afastou-se significativamente da curva correspondente do modelo experimental, apresentando valores mais elevados de rigidez e resistência.

A malha do modelo cujo resultado se considerou aceitável, modelo *NR_13_1*, era constituída por 60 elementos hexaédricos de 8 nós para modelar o betão e 40 elementos barra de 2 nós para modelar os varões de aço da armadura longitudinal. Relativamente ao modelo *NR_9_6*, o tempo de cálculo reduziu-se drasticamente para 2 horas e 41 minutos.

Apresentam-se, na Figura 6.9a, a malha de elementos finitos do modelo adoptado, visualizando-se apenas os elementos hexaédricos de 8 nós e, na Figura 6.9b, os elementos barra nela contidos. Apresentam-se ainda, no Gráfico 6.6, as curvas força horizontal aplicada *versus* deslocamento dos pontos de aplicação da mesma, relativas ao modelo mais refinado inicial (*NR_9_6*), ao modelo menos refinado (*NR_10_1*) e ao modelo adoptado (*NR_13_1*).

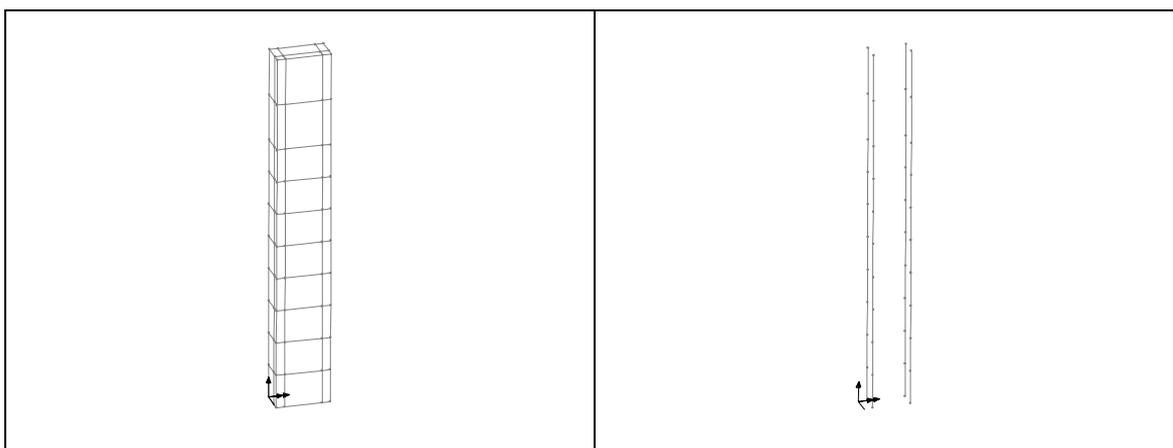


Figura 6.9 (a) - Malha de e.f. do modelo *NR_13_1*.

Figura 6.9 (b) - Elementos barra do modelo *NR_13_1*.

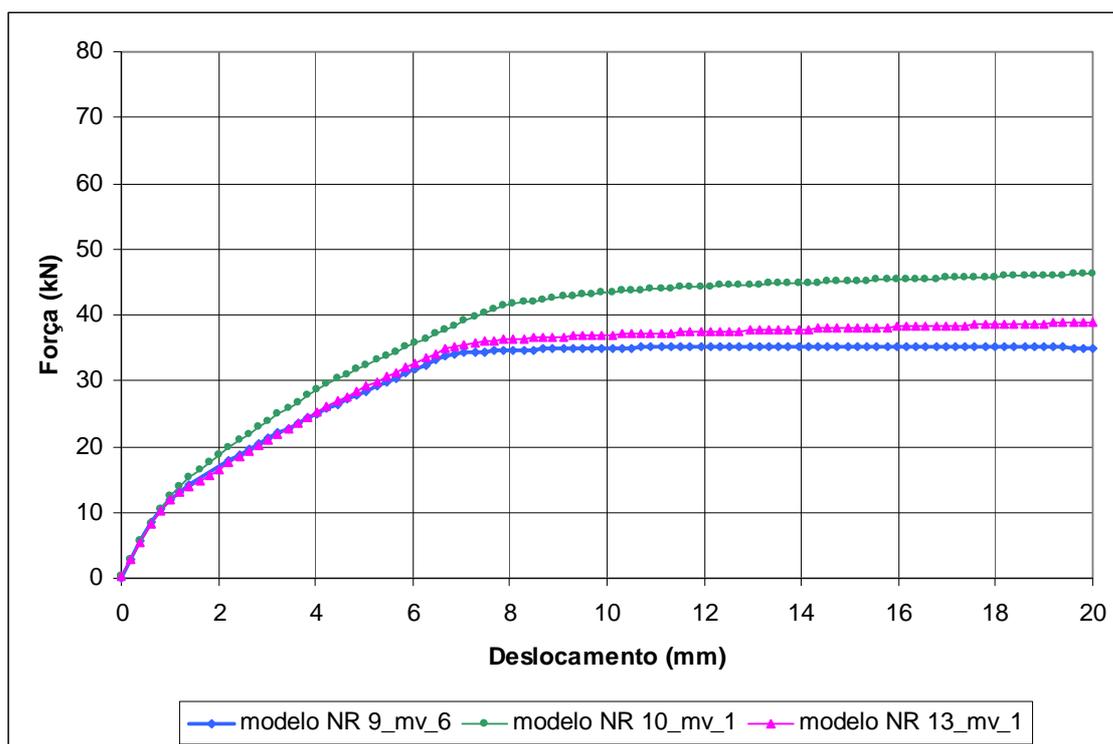


Gráfico 6.6 - Curvas força *versus* deslocamento do modelo *NR_9_6*, do modelo *NR_10_1* e do modelo *NR_13_1*.

6.2.5 Modelação dos Ensaios Monotónicos dos Modelos Reforçados

Com base no modelo numérico adoptado do ensaio lento monotónico do modelo experimental não reforçado, modelo *NR_13_1*, construiu-se o modelo numérico do ensaio lento monotónico do modelo experimental reforçado, M6G1, denominado modelo *R_MON_1*, adicionando 90 elementos hexaédricos de 8 nós para modelar o betão do reforço e 24 elementos barra de 2 nós para modelar os varões de aço da armadura longitudinal do reforço. À semelhança do procedimento adoptado no modelo não reforçado, consideraram-se os valores nominais da resistência à compressão e à tracção do betão do reforço à excepção da zona próxima do encastramento onde se consideraram o primeiro e o valor $0,05MPa$ em vez do segundo. Não se introduziram elementos de interface neste primeiro modelo, uma vez que no modelo experimental não se observou descolamento da interface, sendo assim possível a comparação dos resultados admitindo aderência total entre o pilar original e o reforço no modelo numérico.

Apresentam-se, na Figura 6.10a, a malha de elementos finitos do modelo *R_MON_1*, visualizando-se apenas os elementos hexaédricos de 8 nós e, na Figura 6.10b, os elementos barra nela contidos. Apresentam-se ainda, no Gráfico 6.7, as curvas força horizontal aplicada *versus* deslocamento dos pontos de aplicação da mesma, relativas ao modelo experimental reforçado, M6G1, e ao modelo numérico *R_MON_1*.

Apesar da diferença entre os resultados do modelo experimental e do modelo numérico não ser, neste caso, desprezável, considerou-se aceitável para efectuar a análise pretendida atendendo a que o objectivo definido era comprovar, ou não, qualitativamente, a hipótese avançada do descolamento do reforço se poder verificar para pilares curtos.

Construiu-se um novo modelo reforçado introduzindo no modelo anterior 42 elementos de interface de 8 nós com as características da superfície tratada com jacto de areia, designado modelo *R_JA_I*.

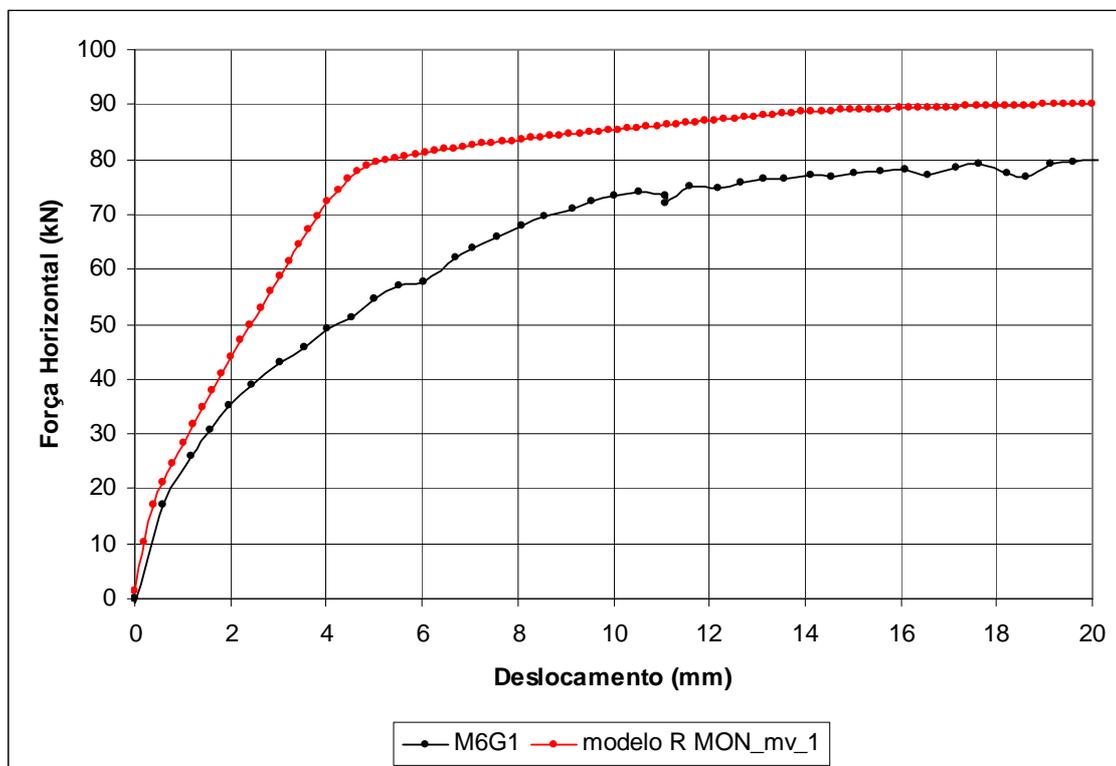
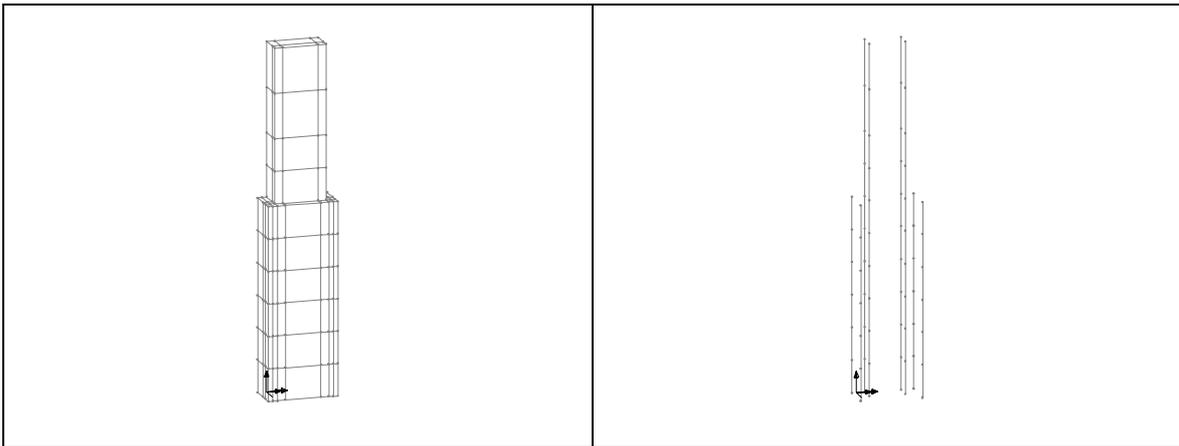


Gráfico 6.7 - Curvas força versus deslocamento do modelo M6G1 (experimental) e do modelo *R_MON_I*.

6. Modelação Numérica

Apresentam-se, na Figura 6.11a, a malha de elementos finitos do modelo R_JA_I , visualizando-se os elementos hexaédricos de 8 nós e os elementos de interface de 8 nós e, na Figura 6.11b, os elementos barra nela contidos. Apresentam-se ainda, no Gráfico 6.8, as curvas força horizontal aplicada *versus* deslocamento dos pontos de aplicação da mesma, relativas aos modelos numéricos R_MON_I e R_JA_I .

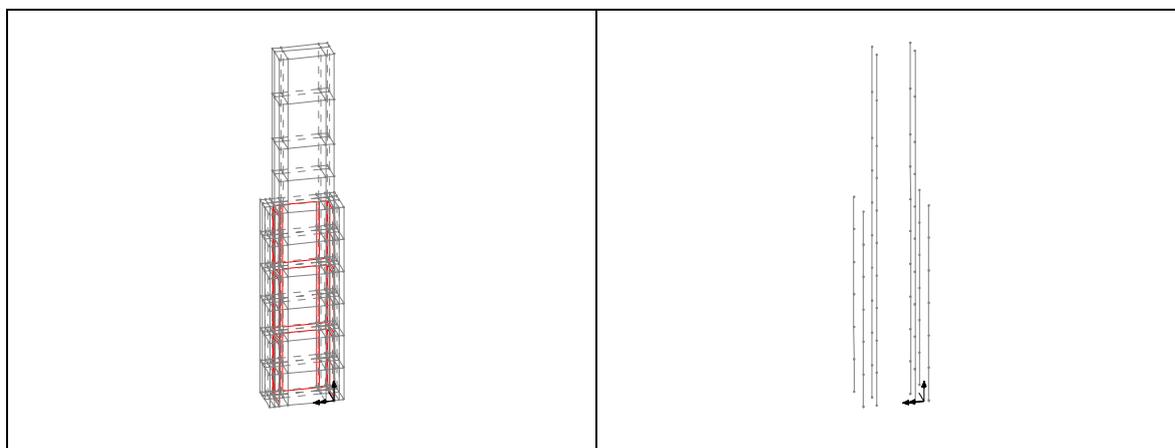


Figura 6.11 (a) - Malha de e.f. do modelo R_JA_I .

Figura 6.11 (b) - Elementos barra do modelo R_JA_I .

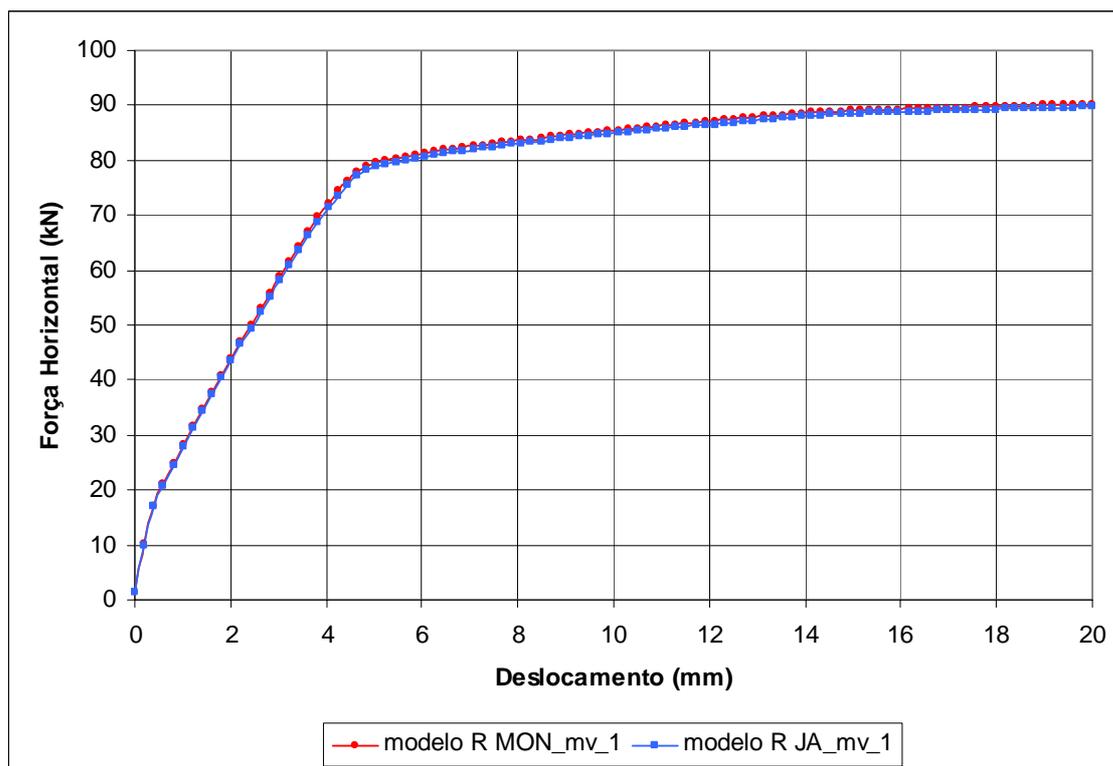


Gráfico 6.8 - Curvas força *versus* deslocamento do modelo R_MON_I e do modelo R_JA_I .

Verificou-se uma concordância perfeita entre a resposta do modelo numérico em que se admitiu aderência total entre o pilar original e o reforço, modelo R_MON_I , e o modelo numérico onde se considerou a superfície da interface tratada com jacto de areia, modelo R_JA_I .

Decidiu-se então construir o último modelo numérico correspondente à simulação de um ensaio experimental realizado, denominado modelo R_{ST_1} , alterando as características da superfície da interface do modelo R_{JA_1} para a situação sem tratamento. Conforme referido no sub-capítulo 2.1, não foi possível medir a resistência à tracção da ligação para esta condição, uma vez que a perturbação introduzida pela execução da carote provocou o descolamento prematuro da mesma. Mas, atendendo à razoável correlação entre os valores dos ensaios *slant shear* e *pull-off*, determinou-se o valor de $0,24MPa$ para aquela.

O modelo assim construído apresentou instabilidade numérica numa fase insipiente do cálculo pelo que se teve de proceder a um aumento substancial do número de incrementos e a correcções dos critérios de convergência definidos. O modelo R_{ST_3} , equivalente ao primeiro mas tendo definidos 10.000 incrementos iguais para o deslocamento total de $20mm$, abortou no incremento 3632. No entanto, o seu comportamento até esse ponto coincidia com o comportamento do modelo em que se admitiu aderência total do reforço e o do modelo em que se considerou a superfície da interface tratada com jacto de areia, como se pode verificar pelo Gráfico 6.9.

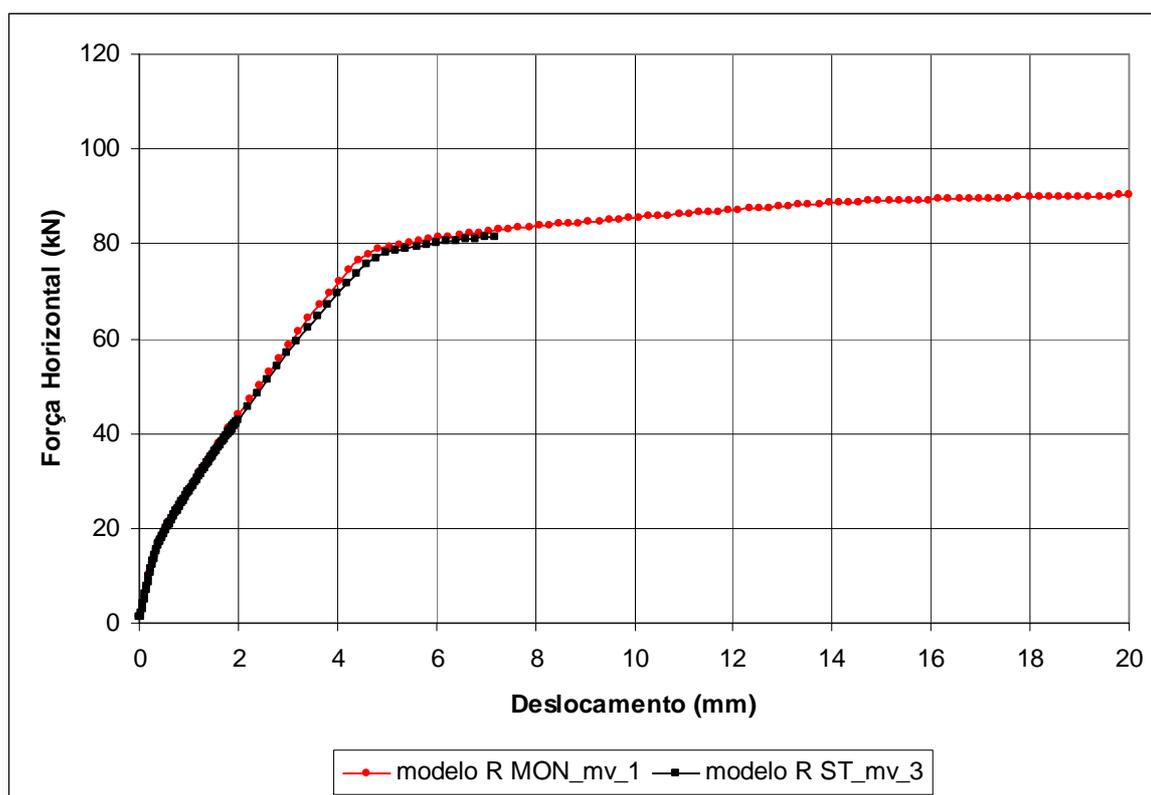


Gráfico 6.9 - Curvas força versus deslocamento do modelo R_{MON_1} e do modelo R_{ST_3} .

Também se decidiu modelar o ensaio monotónico do modelo experimental com o reforço não aderente, novamente com o objectivo de verificar se os resultados coincidiam, reforçando a validação da análise numérica.

6. Modelação Numérica

O modelo numérico com o reforço não aderente, modelo *R_NA_2*, foi construído com base no modelo numérico adoptado do pilar não reforçado, modelo *NR_13_1*, adicionando 90 elementos hexaédricos de 8 nós para modelar o betão do reforço, 24 elementos barra de 2 nós para modelar os varões de aço da armadura longitudinal do reforço e 42 elementos junta de 4 nós [Cook *et al.* 1988, Lusas 2000a e b] para efectuar a ligação de cada um dos nós da malha do pilar original ao nó correspondente da malha do reforço através de três molas orientadas em cada uma das três direcções do espaço. Considerou-se uma rigidez muito elevada (2×10^{20} N/m) nas molas com a direcção da normal ao plano da interface e assumiu-se um valor quase nulo da rigidez (0,001 N/m) nas molas com as restantes orientações, paralelas ao plano da interface.

Apresenta-se, na Figura 6.12, a malha de elementos finitos do modelo *R_NA_2*, visualizando-se os elementos hexaédricos de 8 nós e os elementos junta de 4 nós. No Gráfico 6.10, apresentam-se as curvas força horizontal *versus* deslocamento dos pontos de aplicação da mesma, referentes aos ensaios experimentais dos modelos com o reforço aderente, M6G1, e com o reforço não aderente, M2G1, e às modelações numéricas correspondentes, modelo *R_MON_1* e modelo *R_NA_2*, respectivamente.

Analisando as curvas do Gráfico 6.10, verifica-se que o modelo numérico do pilar com o reforço não aderente apresenta rigidez e resistência superiores às do correspondente modelo experimental, à semelhança do que se tinha constatado relativamente aos modelos numérico e experimental do pilar com o reforço aderente. Qualitativamente, o comportamento relativo dos modelos numéricos com o reforço aderente e não aderente é idêntico ao dos correspondentes modelos experimentais.

Confirma-se a validação da análise numérica efectuada.

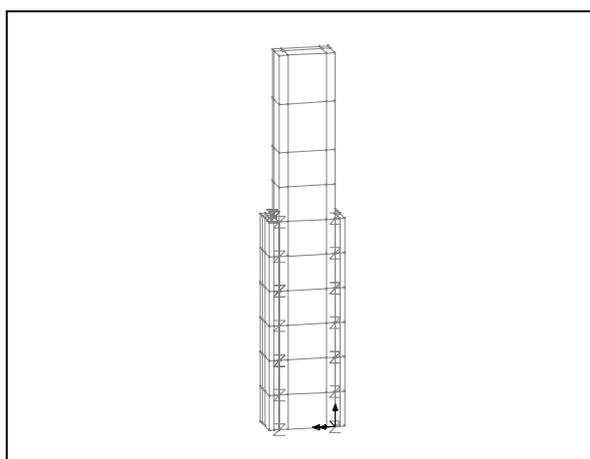


Figura 6.12 - Malha de e.f. do modelo *R_NA_2*.

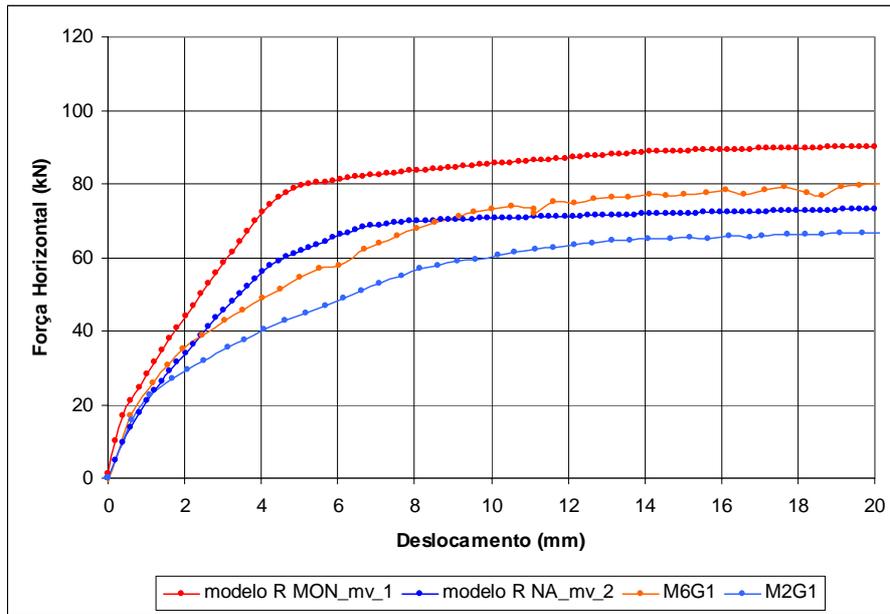


Gráfico 6.10 - Curvas Força versus Deslocamento do *modelo R MON_mv_1*, do *modelo R NA_mv_2* e dos modelos M6G1 e M2G1.

6.3 Simulação de Novas Situações

Com base no modelo numérico adoptado do pilar reforçado sem tratamento da superfície da interface, modelo R_{ST_3} , alterando apenas as coordenadas verticais dos nós deste, construíram-se modelos numéricos semelhantes, com 90%, 80%, 70%, 60% e 50% da altura dos modelos experimentais, tendo sido designados modelo $R_{ST_H_i}$, sendo H o valor da altura do modelo em percentagem da altura do modelo experimental e i o número da versão do ficheiro de dados.

Todos estes modelos apresentaram problemas de instabilidade numérica para um número reduzido de incrementos. A causa foi atribuída ao facto da tensão elástica limite do modelo de delaminação da interface ser atingida cedo, entrando-se na parte de amaciamento desse critério. Analisaram-se inúmeras hipóteses para contornar o problema. A solução mais fácil, um aumento drástico do número de incrementos, não se revelou profícua. Com efeito, e a título de exemplo, refira-se que para o modelo $R_{ST_80_1}$, o cálculo foi interrompido no incremento 22 de 100.000.

O algoritmo de cálculo utilizado, a formulação de Euler explícita, não era o mais aconselhável para esta situação mas antes uma formulação implícita, incondicionalmente estável [Dias da Silva 1986, Crisfield 1987]. Porém, o programa utilizado apresentava esta limitação. Tentou-se substituir o método de cálculo utilizado, incremental e iterativo de Newton-Raphson *standard*, pelos métodos alternativos disponíveis, *arc-length* de Crisfield ou de Rheinboldt [Owen e Hinton 1980, Crisfield 1991, Lusas 2000a]. Estes só podiam ser utilizados no caso de se definir apenas uma situação de carga. Construiu-se então um modelo sujeito apenas a um deslocamento horizontal prescrito mas o seu comportamento diferiu significativamente dos modelos sujeitos a esforço axial e deslocamento prescrito pelo que essa solução foi rejeitada.

Depois de muitas tentativas, optou-se por, a partir do modelo NR_{10_1} , o modelo não reforçado menos refinado, construir um modelo reforçado, que se designou por modelo $R_{ST_100_2}$, idêntico ao modelo R_{ST_3} , modelo reforçado sem tratamento da interface adoptado, mas com metade dos elementos. Como seria de esperar, o erro relativamente ao ensaio experimental aumentou, sendo o modelo numérico mais rígido e apresentando igualmente maior resistência. Em contrapartida, tendo uma malha menos refinada, revelou-se numericamente mais estável, convergindo até ao incremento 10.000.

No Gráfico 6.11, apresentam-se as curvas força horizontal aplicada *versus* deslocamento dos pontos de aplicação da mesma do modelo sem elementos de interface, modelo R_{MON_1} , do modelo com a superfície da interface sem tratamento, modelo R_{ST_3} e do modelo idêntico a este mas com uma malha menos refinada, modelo $R_{ST_100_2}$.

Decidiu-se repetir o procedimento atrás descrito, ou seja, com base no modelo $R_{ST_100_2}$, alterando apenas as coordenadas verticais dos nós, construir modelos numéricos semelhantes, com 90%, 80%, 70%, 60% e 50% da altura dos modelos experimentais, designando-os modelo $R_{ST_H_2}$, sendo H o valor da altura do modelo em percentagem da altura do modelo

experimental. Apresentam-se, nas Figuras 6.13, a malha de elementos finitos de cada um desses modelos.

Todos esses modelos convergiram até ao incremento 10.000 à excepção do modelo *R_ST_60_2* que abortou no incremento 1859.

Como o valor máximo atingido do momento flector é ligeiramente superior a $100kNm$ para todos os modelos, decidiu-se analisar e comparar as situações gravadas, para cada modelo, correspondentes aos valores mais próximos de 20, 40, 60, 80 e $100kNm$ e ainda as situações em fase claramente plástica correspondentes aos incrementos 5.000 e 10.000.

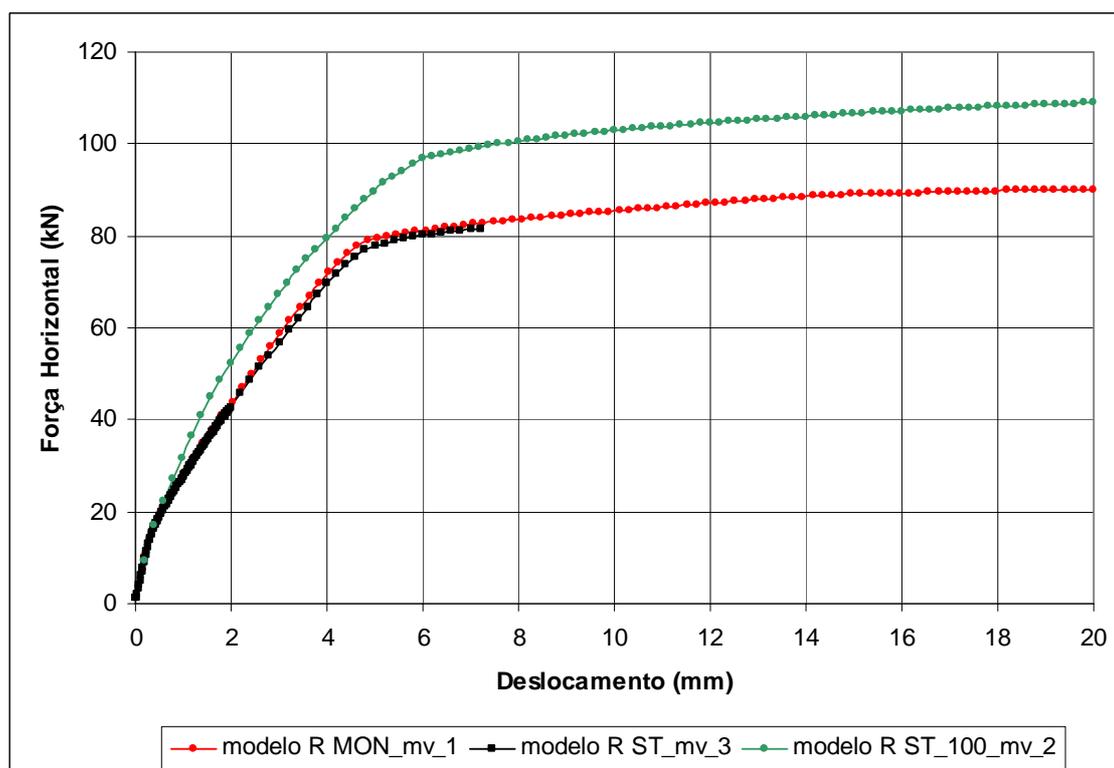


Gráfico 6.11 - Força versus deslocamento do modelo *R_MON_1*, do modelo *R_ST_3* e do modelo *R_ST_100_2*.

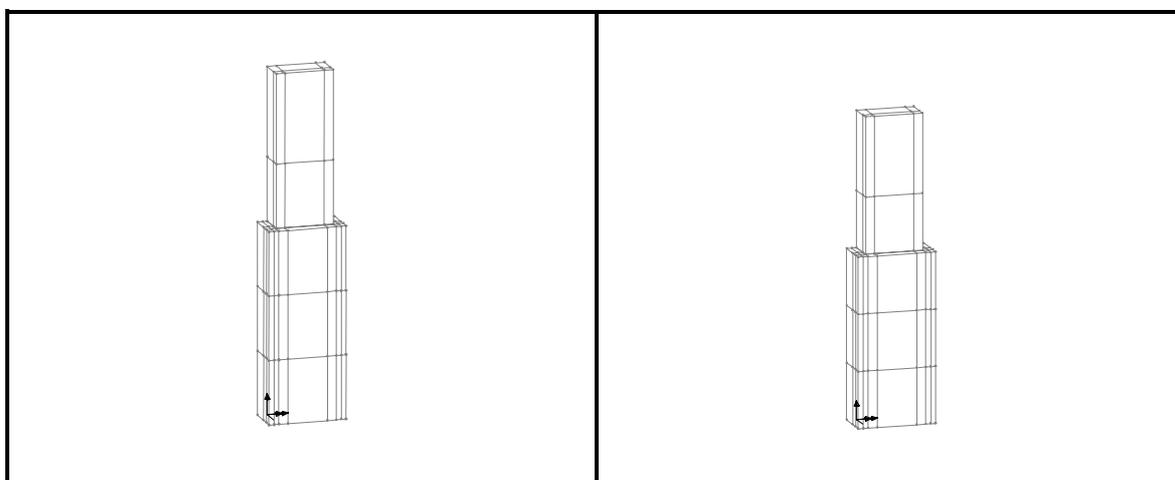


Figura 6.13 (a) - Malha de e.f. do modelo *R_ST_90_2*.

Figura 6.13 (b) - Malha de e.f. do modelo *R_ST_80_2*.

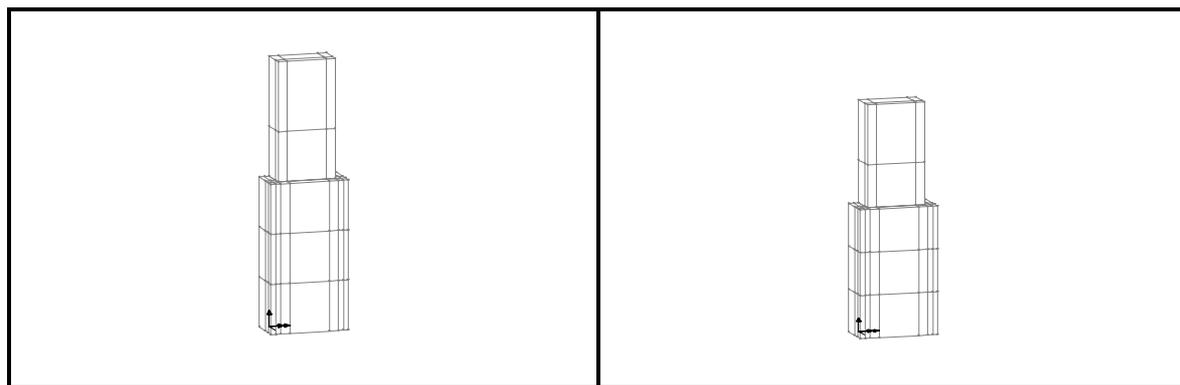


Figura 6.13 (c) - Malha de e.f. do modelo $R_{ST_70_2}$.

Figura 6.13 (d) - Malha de e.f. do modelo $R_{ST_60_2}$.

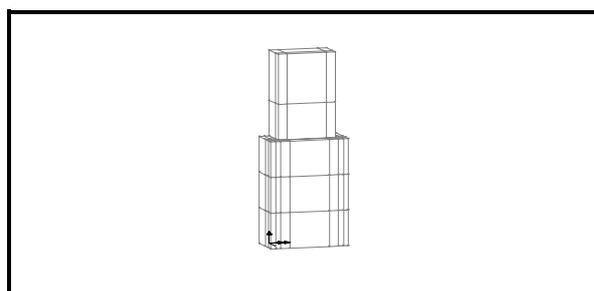


Figura 6.13 (e) - Malha de e.f. do modelo $R_{ST_50_2}$.

Indicam-se, no Quadro 6.4, os números dos incrementos considerados e os valores respectivos do esforço transversal e do momento flector no encastramento, para cada um dos modelos $R_{ST_H_2}$.

Apresentam-se, no Anexo F, a distribuição de tensões verticais e a deformada de cada modelo, para cada uma das situações referidas no Quadro 6.4.

A título de exemplo, ilustram-se com as Figuras 6.14, as deformadas do modelo $R_{ST_100_2}$ e do modelo $R_{ST_50_2}$ correspondentes às situações $V=102,9kN$ e $M=102,9kNm$, para o primeiro, e $V=205,7kN$ e $M=102,9kNm$, para o segundo. No primeiro caso não se verifica descolamento do reforço, à semelhança do ocorrido com o modelo experimental correspondente e, no segundo caso, o descolamento é evidente tanto na face traccionada como na face comprimida.

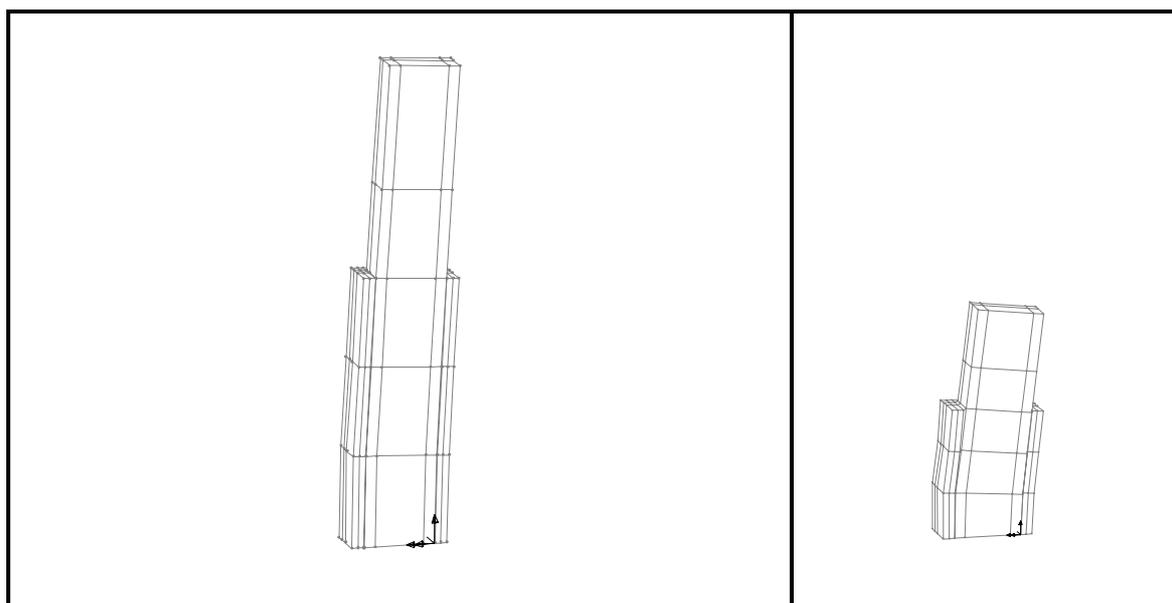
Nas Figuras 6.15, representam-se as distribuições de tensões verticais nos modelos referidos para as situações consideradas. Verifica-se que, no primeiro caso, essa distribuição é monolítica, propagando-se a zona de compressões, no encastramento, do reforço ao pilar original. Em contrapartida, observa-se que, no segundo caso, a referida distribuição é diferente no reforço e no pilar original, para uma dada secção transversal do modelo. De notar, na secção de encastramento, a variação de tensões de compressão para tensões de tracção ao longo do reforço, observando-se novamente tensões de compressão nas fibras do pilar original adjacentes ao reforço, confirmando o descolamento observável na deformada representada na Figura 6.14b.

Reforça-se, desta forma, a hipótese avançada no Capítulo 4 de haver a probabilidade de ocorrência de descolamento do reforço para pilares curtos reforçados por encamisamento de betão armado

sem tratamento da superfície da interface. Atendendo às considerações tecidas no início deste ponto, não parece prudente quantificar a relação V/M para a qual o risco de descolamento do reforço se torna real. A realização de ensaios experimentais ou, em alternativa, a construção de modelos numéricos mais fiáveis, torna-se necessária para aferir essa relação.

Modelo R_ST_100_2			Modelo R_ST_90_2			Modelo R_ST_80_2		
INC	V [kN]	M [kNm]	INC	V [kN]	M [kNm]	INC	V [kN]	M [kNm]
300	22,4	22,4	200	21,5	19,4	200	27,5	22,0
700	40,9	40,9	600	46,6	42,0	500	53,4	42,7
1300	61,6	61,6	1100	69,3	62,4	900	78,0	62,4
2100	81,7	81,7	1700	89,1	82,2	1500	103,4	82,7
3800	100,0	100,0	3400	111,2	100,1	3200	125,1	100,1
5000	102,9	102,9	5000	115,1	103,6	5000	129,6	103,7
10000	108,9	108,9	10000	120,6	108,5	10000	134,8	107,8
Modelo R_ST_70_2			Modelo R_ST_60_2			Modelo R_ST_50_2		
INC	V [kN]	M [kNm]	INC	V [kN]	M [kNm]	INC	V [kN]	M [kNm]
200	36,4	25,5	100	30,7	18,4	100	43,9	22,0
400	60,9	42,6	300	68,6	41,2	200	73,6	36,8
700	87,1	61,0	600	105,4	63,3	500	127,2	63,6
1200	115,7	81,0	1000	134,1	80,5	900	163,9	82,0
3100	143,1	100,1	1800	158,7	95,2	2700	200,0	100,0
5000	148,0	103,6				5000	205,7	102,9
10000	153,4	107,4				10000	207,4	103,7

Quadro 6.4 - Incrementos, esforço transverso e momento flector na base, para cada modelo e para cada situação considerada.



Figuras 6.14 (a) - Deformada do modelo R_ST_100_2 para $M=102,9kNm$ e $V=102,9kN$; (b) - Deformada do modelo R_ST_50_2 para $M=102,9kNm$ e $V=205,7kN$.

6. Modelação Numérica

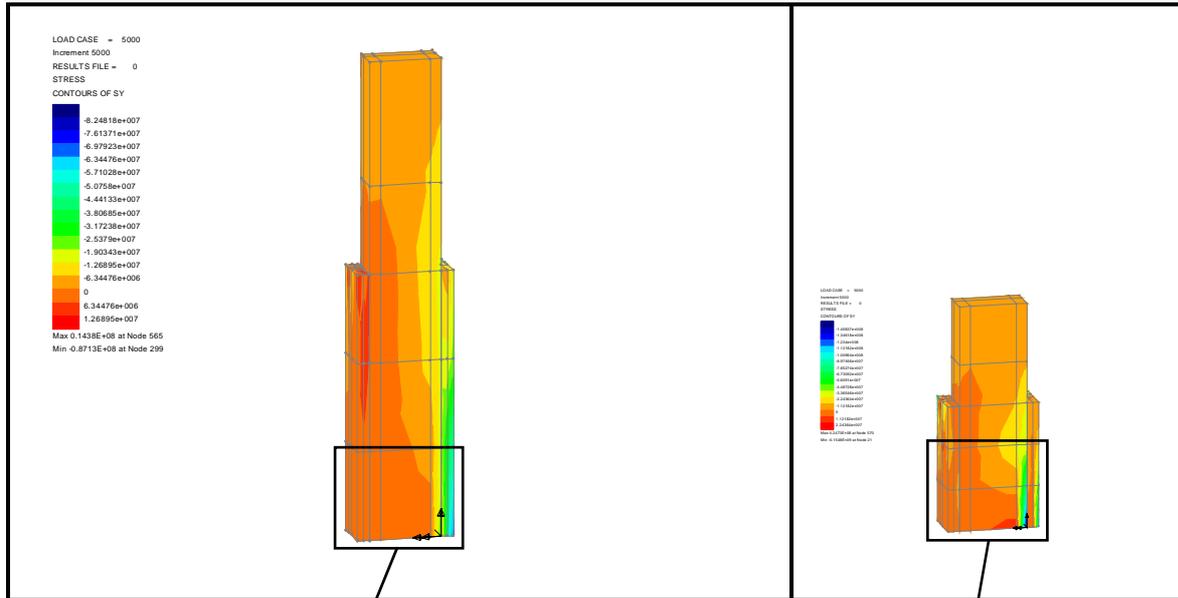
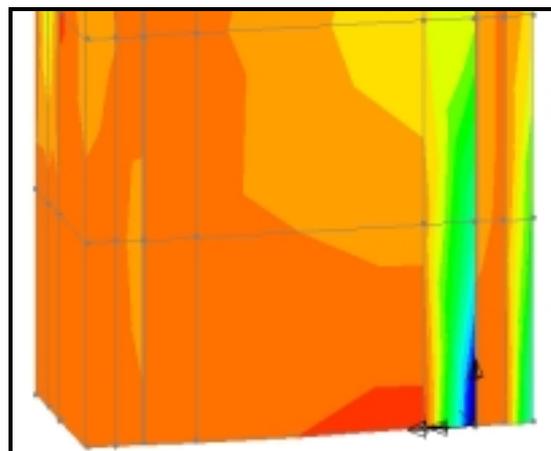
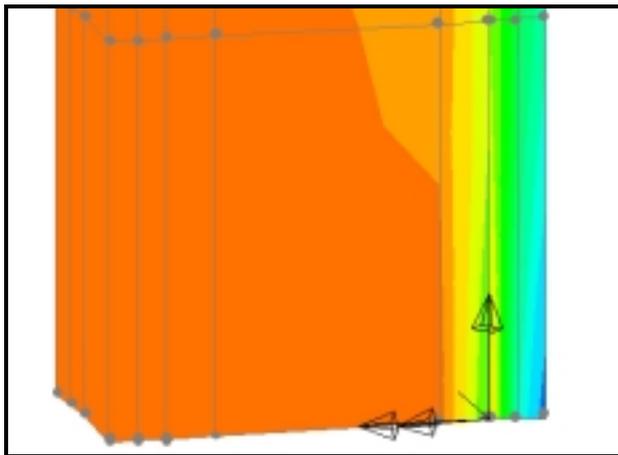


Figura 6.15 (a) - Distribuição de tensões verticais no modelo $R_{ST_100_2}$ para $M=102,9kNm$ e $V=102,9kN$.

Figura 6.15 (b) - Distribuição de tensões verticais no modelo $R_{ST_50_2}$ para $M=102,9kNm$ e $V=205,7kN$.



6.4 Síntese dos Procedimentos e Conclusões

Apresenta-se, neste ponto, uma síntese das conclusões tiradas a partir da análise dos resultados da modelação numérica realizada:

Calibração do material betão

- (1) Permitiu validar os elementos finitos hexaédricos de 8 e 20 nós e os critérios de rotura de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager utilizados.

Calibração do material aço

- (2) Permitiu validar os elementos finitos barra de 2 e 3 nós e o critério de cedência de Von Mises utilizados.

Modelação dos ensaios do tipo *pull-off*

- (3) Permitiu validar os elementos finitos pentaédricos de 6 e 15 nós, os elementos finitos de interface triangulares de 6 e 12 nós e o critério de delaminação adoptados.

Modelação dos ensaios do tipo *slant shear*

- (4) Permitiu validar os elementos finitos de interface quadrados de 8 e 16 nós e triangulares de 6 e 12 nós e o critério de delaminação adoptados.

Modelação do ensaio monotónico do pilar não reforçado

- (5) Permitiu confirmar a validação dos elementos finitos e dos critérios de rotura e de cedência utilizados e calibrar a refinação da malha, o método misto incremental e iterativo de Newton-Raphson *standard* e os critérios de convergência adoptados.

Modelação dos ensaios monotónicos dos pilares reforçados

- (6) Permitiu confirmar a validação dos elementos finitos e dos critérios de rotura, de cedência e de delaminação utilizados e calibrar a refinação da malha, o método misto incremental e iterativo de Newton-Raphson *standard* e os critérios de convergência adoptados.

Simulação de ensaios monotónicos de pilares curtos reforçados

- (7) Confirmou-se a hipótese de haver a probabilidade de **ocorrência de descolamento do reforço** para **pilares curtos** reforçados por encamisamento de betão armado sem tratamento da superfície da interface.

CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo, apresenta-se um resumo das conclusões extraídas ao longo deste estudo e são feitas sugestões para trabalhos de investigação futuros, no mesmo âmbito, ou em assuntos relacionados com o tema tratado.

Por uma questão de organização e de maior clareza no exposto, optou-se por agrupar as conclusões e as sugestões por temas tratados.

A influência da rugosidade da superfície da interface

Relativamente ao estudo experimental realizado com o objectivo de analisar a influência da rugosidade da interface na resistência da mesma, Fase 1 Grupo 1, descrito no Capítulo 2.1, concluiu-se que **o tratamento com jacto de areia** era, de entre as técnicas consideradas de preparação da superfície, aquele que **melhores resultados apresentou** em termos de **resistências ao corte e à tracção**, a par com o método de picar com martelo eléctrico. Como para este último caso, a textura final da superfície de betão tratada era bastante mais rugosa, ficou a suspeita, referida igualmente em vários trabalhos publicados por diferentes autores [Hindo 1990, Silfwerbrand 1990, Saucier e Pigeon 1991, Abu-Tair *et al.* 1996], de provocar micro-fissuração no substrato.

Seria interessante definir um programa experimental com o objectivo de analisar se existe uma correlação entre a rugosidade da superfície da interface e a sua resistência ao corte. Para tal sugere-se a medição da rugosidade através de métodos referidos na literatura [Vergne 1984, BS 1134-1988 e 1990, Tassios e Vintzeleou 1987, Takorabet 1989], a conservação dos provetes em condições de temperatura e humidade relativa controladas e a consideração de diferentes técnicas de preparação da superfície de betão original. A análise microscópica, de amostras retiradas do substrato após o tratamento, para verificação da existência de microfissuração, constituiria igualmente um importante complemento, atendendo a que a ocorrência desse fenómeno provavelmente irá alterar os resultados.

A influência do pré-humedecimento da superfície da interface

Quanto à questão do pré-humedecimento da superfície da interface, para as condições testadas, parece **não existir influência significativa**. No entanto, este resultado não parece ser generalizável, uma vez que outros autores chegaram a conclusões diferentes [Cleland e Long 1997], existindo mesmo, conforme referido, indicações de procedimentos contraditórias em diferentes códigos [Silfwerbrand 1990].

Um estudo experimental aprofundado sobre este tema poderia, talvez, esclarecer definitivamente o mesmo. Sugere-se a monitorização da humidade no substrato e a consideração de diferentes situações neste e na interface.

A influência da aplicação de resinas epóxicas na superfície da interface

Os resultados dos ensaios do estudo experimental, com o objectivo de analisar a influência da aplicação de resinas epóxicas na superfície da interface na resistência da mesma, Fase 1 Grupo 2, descrito no Capítulo 2.2, foram algo surpreendentes. De facto, a prática corrente nas operações de aplicação de betão novo sobre betão endurecido compreende o aumento da rugosidade da superfície original seguida da aplicação de um agente ligante, sendo este geralmente uma resina epóxida. A conclusão, positiva em termos de custos dessas operações, de **ser desnecessária a aplicação desses produtos**, sendo mesmo **contraproducente para determinados tratamentos do substrato**, foi inesperada. Por essa razão, decidiu-se proceder à repetição desses ensaios tendo-se obtido os mesmos resultados relativos.

Pensa-se, no entanto, que um estudo detalhado sobre este tema seria oportuno. Sugere-se a consideração de diferentes técnicas de preparação da superfície e do maior número possível de agentes ligantes comerciais.

Como os agentes ligantes utilizados em obra têm normalmente um *pot-life* bastante reduzido, considerou-se uma situação em que o mesmo foi excedido. Para os materiais utilizados, as condições de humidade e temperatura ambientes consideradas e o tempo adoptado entre a aplicação do produto e a betonagem do reforço, superior ao recomendado pelo fabricante, **não se verificaram alterações nos resultados**.

Seria interessante explorar mais este tema, considerando uma gama de produtos comerciais utilizados em obra e vários valores do parâmetro tempo entre a aplicação dos mesmos e a betonagem do betão de reforço.

A influência da composição do betão de reforço

No estudo experimental realizado com o objectivo de investigar a influência da composição do betão de reforço na resistência da ligação deste ao betão original, Fase 1 Grupo 3, descrito no Capítulo 2.3, apenas foram consideradas variações da resistência à compressão do betão do reforço. Concluiu-se que **a utilização de betões de elevados desempenhos** para a realização do reforço de pilares por encamisamento de betão armado **apresenta várias vantagens: aumento da resistência da ligação e transferência do modo de rotura da interface para o substrato**.

Um estudo mais aprofundado, em que sejam considerados outros parâmetros para além da resistência à compressão do betão do reforço, contribuirá para um maior esclarecimento deste tema. Sugere-se a análise da influência dos fenómenos diferidos do betão original e do betão de reforço: retracção e fluência. Este estudo chegou a estar incluído no programa de trabalho desta tese mas, face aos resultados incongruentes obtidos, foi abandonado. A explicação encontrada para os mesmos foi a já referida ausência de controlo das condições de temperatura e humidade relativa

ambientes, pelo que se reforça a necessidade de conduzir este estudo num meio em que essas condições sejam de facto controladas e monitorizadas.

A influência da aplicação de conectores perpendicularmente à superfície da interface

Os resultados do estudo experimental desenvolvido com o objectivo de quantificar a influência da aplicação de conectores perpendicularmente à superfície da interface na resistência da mesma, Fase 1 Grupo 4, descrito no Capítulo 2.4, foram os seguintes:

- (1) O número de conectores **não influencia de forma significativa** o valor da carga que provoca o descolamento da interface.
- (2) A resistência ao escorregamento **augmenta** com o número de conectores aplicados, sendo necessário um deslocamento relativo considerável para mobilizar o seu valor máximo.
- (3) Os dois produtos comerciais utilizados para ancorar os conectores demonstraram ser eficazes, apresentando o HILTI HIT-HY 150 maior facilidade de aplicação e menor tempo de presa.
- (4) O facto dos conectores terem sido aplicados *a posteriori* **não reduziu** de forma representativa a resistência da ligação.
- (5) Verificou-se que o *slant shear test* revela uma **maior sensibilidade** à rugosidade da superfície da interface do que o *push-off test*.
- (6) Constatou-se que as expressões contidas na maioria dos códigos analisados **não estão do lado da segurança** relativamente à situação estudada.

A confrontação dos resultados descritos em 2.4, com os resultados obtidos em estudos experimentais sobre vigas pré-esforçadas com laje betonada *in situ*, sugere que a resistência de interfaces tratadas com o betão original fresco é superior à resistência de interfaces tratadas com o betão original endurecido.

Um aspecto que se poderia desenvolver relativamente ao estudo efectuado, seria a consideração de maiores percentagens de armadura de ligação e de outros tipos de tratamento da superfície da interface e a confrontação dos resultados com os gráficos sugeridos por diferentes códigos, bem como com as expressões recentemente desenvolvidas por alguns autores [Randl 1998, Wicke 1998].

Seria igualmente interessante examinar a dúvida levantada anteriormente e, caso a mesma se confirme, seria útil efectuar um estudo analítico, para diferentes situações de rugosidade da superfície da interface, produzidas por diversas técnicas, com o betão do substrato endurecido, com o objectivo de propor a sua inclusão no EC 2.

Abordagem analítica

A formulação analítica, apresentada em 3.2, compreende quatro modelos distintos:

- (1) um modelo não reforçado;
- (2) um modelo reforçado antes da aplicação do esforço axial, admitindo comportamento monolítico da secção;
- (3) um modelo reforçado, admitindo não aderência entre o reforço e o pilar original;
- (4) um modelo reforçado depois da aplicação do esforço axial, admitindo comportamento monolítico da secção.

e permite a determinação da carga de cedência e da carga máxima dos mesmos. A confrontação dos valores analíticos com os valores experimentais destes dois parâmetros, traduziu-se num **bom resultado**, tendo permitido tirar conclusões relevantes, referidas mais à frente, sobre o comportamento dos modelos.

Ensaio teste de pilares reforçados

Um problema surgido aquando da realização dos ensaios teste da Fase 2 Grupo 0, descrito em 3.4.1, foi o **escorregamento da armadura longitudinal do reforço**. Um pequeno pormenor que poderia ter comprometido seriamente todo o estudo experimental da Fase 2. Da mesma forma se pode afirmar tratar-se de um pequeno pormenor que pode **comprometer drasticamente** o comportamento de um pilar reforçado por encamisamento de betão armado.

Um tema que se afigura interessante de ser analisado é o comprimento de amarração de varões ancorados em betão endurecido através de resinas epóxicas. Sugere-se o estudo da influência de diversos factores: profundidade do furo, diâmetro do furo, técnicas de limpeza e agentes ligantes.

Ensaio monotónicos e cíclicos de pilares reforçados

A análise dos resultados dos ensaios monotónicos e cíclicos permitiu tirar diversas conclusões, sendo de destacar:

Resistência

- (1) A resistência dos modelos reforçados é **bastante superior** à do modelo não reforçado.
- (2) A resistência dos modelos com o reforço aderente é **significativamente superior** à resistência do modelo com o reforço não aderente.
- (3) A resistência dos modelos reforçados é **ligeiramente superior** à do modelo monolítico.

Rigidez

- (4) A rigidez inicial e a rigidez secante dos modelos reforçados são **bastante superiores** às do modelo não reforçado.

- (5) A rigidez secante dos modelos com reforço aderente é **ligeiramente superior** à rigidez secante do modelo com o reforço não aderente.

Ductilidade

- (6) A ductilidade dos modelos com reforço aderente é **superior** à do modelo monolítico e esta por sua vez é **superior** à do modelo não reforçado. A ductilidade do modelo reforçado depois de aplicado o esforço axial é **praticamente igual** à dos modelos reforçados antes de aplicado o esforço axial.

Energia dissipada

- (7) A **dissipação de energia nos quatro primeiros ciclos**, de amplitude inferior ou igual à amplitude de cedência, é **bastante reduzida**.
- (8) Observa-se um **aumento da dissipação de energia com o aumento da amplitude dos ciclos**.
- (9) Para **ciclos de igual amplitude**, constata-se uma **diminuição de energia dissipada**, do primeiro para o segundo e deste para o terceiro.
- (10) A energia dissipada *versus* a amplitude dos ciclos relativa ao modelo não reforçado, M1G2, é **consideravelmente inferior** à correspondente ao modelo com o reforço não aderente, M2G1, sendo esta **ligeiramente inferior** à dos restantes modelos. Estes apresentam resultados **semelhantes**, sendo o do modelo monolítico, M3G1, o **limite inferior** dos mesmos.

Distribuição de esforços entre o pilar e o reforço

- (11) O reforço encontra-se sujeito, na secção de encastramento, a um esforço axial de compressão **nulo**, no caso do modelo com reforço não aderente, **igual à força axial**, no caso do modelo monolítico e **consideravelmente superior à força axial**, no caso dos restantes modelos reforçados.
- (12) A força horizontal aplicada é resistida **41% pelo pilar original e 59% pelo reforço**, no caso do modelo com reforço não aderente, **23% pelo pilar original e 77% pelo reforço**, no caso do modelo monolítico e **entre 10% e 14% pelo pilar original e entre 90% e 86% pelo reforço**, no caso dos restantes modelos reforçados.

Modelo não aderente

- (13) Não se obteve **totalmente**, no modelo M2G1, a pretendida **não aderência** entre o reforço e o pilar original.

Influência do reforço ser executado antes ou depois de aplicado o esforço axial

(14) O facto da operação de reforço do pilar ser realizada antes ou depois da aplicação do esforço axial, **não teve influência relevante** no resultado dos ensaios.

A conclusão principal, obtida da análise dos resultados dos ensaios lentos monotónicos e cíclicos, descritos nos Capítulos 4 e 5 é, sem dúvida, a seguinte:

*Para pilares nas condições consideradas ou em condições mais favoráveis - relação esforço transversal / momento flector menor ou igual à unidade - **não há necessidade de efectuar qualquer tipo de tratamento da superfície da interface em termos de rugosidade, nem há necessidade de aplicar qualquer tipo de agente ligante, sendo prudente acrescentar: desde que o betão do pilar original esteja saudável e limpo.***

Esta conclusão é surpreendente, atendendo aos fracos resultados obtidos com os ensaios da Fase 1 Grupo 1, dos provetes *slant shear* e *pull-off* sem tratamento da interface, mas é igualmente bastante clara e inequívoca. De facto, tendo em conta a excelente aproximação aos resultados experimentais, obtida com a abordagem analítica descrita no Capítulo 3.2, verifica-se que, **mesmo o modelo com o reforço propositadamente não aderente**, apresentou um comportamento **entre a situação não aderente e a situação monolítica**.

Em termos práticos, esta conclusão é obviamente excelente, uma vez que **reduz substancialmente os custos** da operação de reforço de pilares por encamisamento de betão armado, eliminando despesas com material, equipamento e mão-de-obra especializada.

Seria interessante complementar este estudo com a consideração do reforço de pilares danificados.

Modelação numérica dos ensaios realizados

A modelação numérica dos ensaios realizados nas Fases 1 e 2, descritos nos Capítulos 2 e 4, foi executada com um programa comercial de elementos finitos por razões de ordem meramente pragmática. Verificou-se que se conseguiu modelar aceitavelmente o comportamento dos provetes *pull-off* e *slant shear*, bem como o do pilar não reforçado, do pilar com o reforço não aderente, do pilar monolítico, do pilar reforçado sem tratamento da interface e do pilar reforçado com a superfície da interface preparada com jacto de areia. No entanto, constatou-se igualmente a existência de uma série de limitações que apenas possibilitaram tirar conclusões qualitativas na simulação posteriormente considerada de novas situações.

Considera-se que se impõe um estudo numérico do problema mais adequado sendo necessário, para tal, optar por um programa de elementos finitos com código aberto para se poder livremente proceder às inevitavelmente necessárias alterações.

Simulação numérica de ensaios de pilares curtos reforçados

Com a realização dos ensaios monotônicos e cíclicos de pilares reforçados por encamisamento de betão armado, descritos nos Capítulos 4 e 5, levantou-se a questão sobre se, para uma relação momento flector / esforço transversal inferior a $1m$, ocorreria descolamento do reforço. Esta questão motivou a realização da simulação numérica, descrita no Capítulo 6, com a qual se confirmou existir a probabilidade de **ocorrência de descolamento do reforço** para **pilares curtos** reforçados por encamisamento de betão armado sem tratamento da superfície da interface.

Devido às limitações, já referidas, do programa comercial de elementos finitos utilizado, com a consequência, também já referida, das conclusões tiradas serem apenas qualitativas, seria interessante completar o estudo com a realização de ensaios monotônicos e cíclicos de pilares curtos reforçados por encamisamento de betão armado sem tratamento da superfície da interface.

Bibliografia

ABOUTAHA, R. S., ENGELHARDT, M. D., JIRSA, J. O. e KREGER, M. E., "Retrofit of Concrete Columns with Inadequate Lap Splices by the Use of Rectangular Steel Jackets", *Earthquake Spectra*, Vol. 12, N. 4, November **1996**, pp. 693-714.

ABOUTAHA, R. S., ENGELHARDT, M. D., JIRSA, J. O. e KREGER, M. E., "Experimental Investigation of Seismic Repair of Lap Splice Failures in Damaged Concrete Columns", *ACI Structural Journal*, March-April **1999**, pp. 297-306.

ABOUTAHA, R. S. e MACHADO, R. I., "Seismic Resistance of Steel-Tubed High-Strength Reinforced-Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering*, May **1999**, pp. 485-494.

ABU-TAIR, A. I., RIGDEN, S. R. e BURLEY, E., "Testing the Bond between Repair Materials and Concrete Substrate", *ACI Materials Journal*, November-December **1996**, pp. 553-558.

ACI 318-95, "MANUAL OF CONCRETE PRACTICE, Part 3: Use of Concrete in Buildings - Design, Specifications and Related Topics", 1996.

AGUILAR, J., JUAREZ, H., ORTEGA, R. e IGLESIAS, J., "The Mexico Earthquake of September 19, 1985. Statistics of Damage and Retrofitting Techniques in Reinforced Concrete Buildings Affected by the 1985 Earthquake", *Earthquake Spectra*, V. 5, N° 1, Feb. **1989**, pp. 145-151.

AHMAD, J. D., DURRANI, J. e WIGHT, J. K., "Earthquake Resistance of Reinforced Concrete Interior Connections Including a Floor Slab", *ACI Structural Journal*, September-October **1987**, pp. 400-406.

ALCOCER, S. e JIRSA, J., "Assessment of the Response of Reinforced Concrete Frame Connections Redesigned by Jacketing", *Proceedings of the Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, V. 3, May **1990**, pp. 295-304.

ALCOCER, S. M., "RC Frame connections Rehabilitated by Jacketing", *Journal of Structural Engineering*, V. 119, N° 5, May **1993**, pp. 1413-1431.

ALI, M. A. e WHITE, R. N., "Enhanced Contact Model for Shear Friction of Normal and High-Strength Concrete", *ACI Structural Journal*, May-June **1999**, pp. 348-360.

AL-SULAIMANI, G. J., SHARIF, A., BASUNBUL, I. A., BALUCH, M. H. e GHALEB, B. N., "Shear Repair for Reinforced Concrete by Fiberglass Plate Bonding", *ACI Structural Journal*, July-August **1994**, pp. 458-464.

AN, W., SAADATMANESH, H. e EHSANI, M. R., "RC Beams Strengthened with FRP Plates. II: Analysis and Parametric Study", *Journal of Structural Engineering*, V. 117, N. 11, November **1991**, pp. 3434-3455.

APPLETON, J., ALMEIDA, J. e APPLETON, J., "Reparação e Reforço de Estruturas de Betão Armado", 1º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, LNEC, Lisboa, **1985**.

ARGYRIS, J. H.; DOLTSINIS, I. St. e DIAS da SILVA, V., "Constitutive modelling and computation of non-linear viscoelastic solids. Part I: Rheological models and numerical integration techniques", *Computer Methods, Applied Mechanics and Engineering* 88, **1991**, pp. 135-163.

ASLANI, F. e GOEL, S. C., "Stitch Spacing and Local Buckling in Seismic-Resistant Double-Angle Braces", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, N. 8, August **1991**, pp. 2442-2463.

ASTM C 882-91, "Standard Test Method for Bond Strength of Epoxy-Resin Systems Used with Concrete by Slant Shear", American Society for Testing and Materials, May 1991, pp. 449-451.

AUSTIN, S., ROBINS, P. e PAN, Y., "Tensile bond testing of concrete repairs", *Materials and Structures* 28, **1995**, pp. 249-259.

BADOUX, M. e JIRSA, J. O., "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, N. 1, January **1990**.

BANON, H. e VENEZIANO, D., "Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 10, **1982**, pp. 179-193.

BARROS, J., FERREIRA, D. e LOURENÇO, P., "Pilares de Betão Armado Reforçados com Laminados de Fibras de Carbono", Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, **2000**, pp. 547-556.

BATHE, K.-J. - *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. Prentice-Hall, **1982**.

BETT, B. J., KLINGNER, R. E. e JIRSA, J. O., "Lateral Load Response of Strengthened and Repaired Reinforced Concrete Columns", *ACI Structural Journal*, V. 85, N° 5, Sept.-Oct. **1988**, pp. 499-508.

BIRKELAND, P. W. e BIRKELAND, H. W., "Connections in Precast Concrete Construction", *ACI Journal*, V. 63, N.º 3, March **1966**, pp. 345-367.

BRANCO, F., "Influência da Temperatura na Fixação de Chapas de Aço a Betão", Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra, Fevereiro de **1998**.

BRESSON, J., "Nouvelles Recherches et Applications Concernant l'Utilization des Collages dans les Structures. Béton Plaqué", *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, N.º 278, Février **1971**, pp. 23-55.

BRESSON, J., "Reinforcement par Collage d'Armatures du Passage Inferieur du CD 126 sous l'Autoroute du Sud", *Annales de l'Institute du Batiment et des Travaux Publics, Suppliment n° 297, Concrete and Reinforcement Series N° 122*, Sept. **1972**, pp. 3-24.

BS 8110, "Structural Use of Concrete", British Standards Institution, 2 Park Street, London W1A 2BS, **1985**.

BS-1134, "Assessment of surface texture. Part 1. Methods and instrumentation.", British Standards Institution, 2 Park Street, London W1A 2BS, **1988**.

BS-1134, "Assessment of surface texture. Part 2. Guidance and general information", British Standards Institution, 2 Park Street, London W1A 2BS, **1990**.

CALDER, A. J. J., "Exposure tests on externally reinforced concrete beams", Concrete Plant and Production, October **1988**, pp. 373-375.

CARDOSO, A., **APPLETON**, J. e **SANTOS**, S. P., "Utilização de Mantas de Fibras de Carbono para Aumento de Ductilidade em Pilares de Betão Armado", Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, **2000**, pp. 519-528.

CEB, Bulletin d'Information N. 161, "Response of Structural Concrete Critical Regions Under Large Amplitude Reversed Actions", Paris, August **1983**.

CEB-FIP MODEL CODE 1990, "Model Code for Concrete Structures", Comité Euro-International du Béton, Secretariat Permanent, Case Postale 88, CH-1015 Lausanne, Switzerland.

CHAI, Y. H., **PRIESTLEY**, M. J. N., e **SEIBLE**, F., "Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance", ACI Structural Journal, V. 88, No. 5, Sept.-Oct. **1991**, pp. 572-584.

CHAI, Y. H., **PRIESTLEY**, M. J. N. e **SEIBLE**, F., "Analytical Model for Steel-Jacketed RC Circular Bridge Columns", Journal of Structural Engineering, V. 120, No. 8, August **1994**, pp. 2358-2376.

CHAJES, M. J., **JANUSZKA**, T. F., **MERTZ**, D. R., **THOMSON Jr.**, T. A. e **FINCH Jr.**, W. W., "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Externally Applied Composite Fabrics", ACI Structural Journal, May-June **1995**, pp. 295-303.

CHAN, S. Y. N., **FENG**, N. Q. e **Tsang**, M. K. C., "Workability retention of high strength / superplasticized concrete", Magazine of Concrete Research, V. 48, No 177, Dec. **1996**, pp. 301-309.

CHANG, T.-P. e **SU**, N.-K., "Estimation of Coarse Aggregate Strength in High-Strength Concrete", ACI Materials Journal, January-February **1996**, pp. 3-9.

CHUNG, H. W. e **LUI**, L. M., "Epoxy-Repaired Concrete Joints", ACI Journal, June **1977**, pp. 264-267.

CHUNG, H. W. e **LUI**, L. M., "Epoxy-Repaired Concrete Joints Under Dynamic Loads", ACI Journal, July **1978**, pp. 313-316.

CHUNG, Y. S., **MEYER**, C. e **SHINOZUKA**, M., "Modeling of Concrete Damage", ACI Structural Journal, May-June **1989**, pp. 259-271.

CLELAND, D. J. e LONG, A. E., "The pull-off test for concrete patch repairs", Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, November **1997**, 122, pp. 451-460.

COOK, R. D.; MALKUS, D. S. e PLESHA, M. E., "Concepts and Applications of Finite Element Analysis", John Wiley & Sons, **1988**.

CORREIA, A. C. M., "Estudo Químico e Envelhecimento Higrotérmico de um Adesivo Epóxico. Comportamento Mecânico de Juntas Coladas", Dissertação de Mestrado em Ciências de Engenharia Mecânica, Departamento de Engenharia Mecânica da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, **1993**.

COSTEIRA SILVA, P., JUVANDES, L. F. P. e FIGUEIRAS, "Análise do Efeito de Extremidade numa Ligação Colada Tipo Betão-Aço ou Betão-FRP", Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, **2000**, pp. 579-587.

COWAN, J. e CRUDEN, A. F., "Second Thoughts on Shear Friction", Concrete, V. 9, N.º 8, August **1975**, pp. 31-32.

CRISFIELD, M. A., "Consistent Schemes for Plasticity Computation with the Newton-Raphson Method", Computational Plasticity, Ed. D. R. J. Owen, E. Hinton e E. Onate, Pineridge Press, **1987**, pp. 133-159.

CRISFIELD, M. A. - *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*. John Wiley & Sons, **1991**.

DANIELSEN, S. W., "Optimizing Aggregate Properties for High-Strength Concrete", in Utilization of High Strength Concrete, Symposium in Stavanger, Norway, June 15-18, ed. Ivar Holand, Steiner Helland, Bernt Jakobsen & Rolf Lenschow, Tapir, **1987**, pp. 73-84.

DARWIN, D. e NMAI, C. K., "Energy Dissipation in RC Beams Under Cyclic Load", Journal of Structural Engineering, V. 112, N. 8, August **1986**, pp. 1829-1845.

DIAS, S. J. E., JUVANDES, L. F. P. e FIGUEIRAS, J. A., "Comportamento de Faixas de Laje Reforçadas com Sistemas Compósitos de CFRP Unidireccional", Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, **2000**, pp. 557-566.

DIAS da SILVA, V., "Resolução de Problemas de Elasticidade Não-linear Através do Método dos Elementos Finitos", Estugarda, **1986**. Provas de Aptidão Pedagógica e Capacidade Científica.

DIAS da SILVA, V. e SANTOS, J. M. C., "Comparison of Experimental and Analytical Results of Concrete Confined by FRP Composites", a apresentar em ICCE/8, 5-11 August **2001a**, Tenerife Spain.

DIAS da SILVA, V. e SANTOS, J. M. C., "Strengthening of axially loaded concrete cylinders by surface composites", a apresentar em CCC 2001, 10-12 October **2001b**, Porto, Portugal.

DUSSEK, I. J., "Strengthening of Bridge Beams and Similar Structures by Means of Epoxy-Resin-Bonded External Reinforcement", Transportation Research Record 785, pp. 21-24.

ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1 - Structural Safety and Loadings Technical Working Group 1.3 - Seismic Design, "Recommended Testing Procedures for assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads", **N. 45, 1986.**

ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1 - Structural Safety and Loadings Technical Working Group 1.3 - Seismic Design, "Study on Design of Steel Building in Earthquake Zones", **N. 47, 1986.**

EMMONS, P. H., Concrete Repair and Maintenance, R. S. Means Company, MA, Part Three: Surface Repair, Section 6: Bonding Repair Materials to Existing Concrete, **1994**, pp. 154-163.

EUROCODE 2, ENV 1992-1-3:1994, "Design of Concrete Structures. Part 1-3: General Rules - Precast Concrete Elements and Structures", CEN, **1994.**

EUROCODE 3, ENV 1993-1-1:1992, "Calcul des structures en acier. Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments", CEN, **1992.**

EVANS, R. H. e CHUNG, H. W., "Horizontal Shear Failure of Prestressed Concrete T-Beams With Cast-in-Situ Lightweight Concrete Deck", Concrete, V. 3, N.º 4, April **1969**, pp. 124-126.

FAUCHART, J. e CORTINI, P., "Etude Expérimentale de Joints Horizontaux entre Panneaux Préfabriqués pour Murs de Bâtiments", Annales de l'ITBTP, Décembre **1972.**

FENG, M. Q. e BAHNG, E. Y., "Damage Assessment of Jacketed RC Columns Using Vibration Tests", Journal of Structural Engineering, March **1999**, pp. 265-271.

FORGE, R., "Contribution a l'Etude du Comportement au Feu des Colles Epoxydes", Technique Generale de la Construction, N° 349, Avril **1977**, pp. 83-85.

FOURE, B., "Comportement des Surfaces de Reprise de Bétonnage vis-à-vis du Cisaillement", Annales de l'ITBTP, Février **1988.**

FOUTCH, D. A., HJELMSTAD, K. D., CALDERÓN, D. V. GUTIÉRREZ, E. F. e DOWNS, R. E., "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Case Studies of Seismic Strengthening for Two Buildings in Mexico City", Earthquake Spectra, Vol. 5, N. 1, **1989.**

FROSCH, R. J., LI, W., JIRSA, J. O. e KREGER, M. E., "Retrofit of Non-Ductile Moment-Resisting Frames Using Precast Infill Wall Panels", Earthquake Spectra, Vol. 12, N. 4, November **1996.**

GHEE, A. B., PRIESTLEY, M. J. N. e PAULAY, T., "Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns", ACI Structural Journal, January-February **1989**, pp. 45-59.

GHOBARAH, A., ABOU-ELFATH, H. e BIDDAH, A., "Response-Based Damage Assessment of Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, **1999**, pp. 79-104.

GOMES, A., "Comportamento e Reforço de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas", Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Julho de **1992**.

GOMES, A. e APPLETON, J., "Ensaio Experimentais de Pilares Reforçados Submetidos a Cargas Cíclicas", *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, N° 38, **1994**, pp. 19-29.

GROSSFIELD, B. e BIRNSTIEL, C., "Tests of T-Beams With Precast Webs and Cast-in-Place Flanges", *ACI Journal*, V. 59, N.º 6, June **1962**, pp. 843-851.

GUTIÉRREZ, P. A. e CÁNOVAS, M. F., "High-Performance Concrete: Requirements for Constituent Materials and Mix Proportioning", *ACI Materials Journal*, May-June **1996**, pp. 233-241.

HAMOUSH, S. A. e AHMAD, S. H., "Debonding of Steel Plate-Strengthened Concrete Beams", *Journal of Structural Engineering*, V. 116, n° 2, February **1990a**, pp. 356-371.

HAMOUSH, S. A. e AHMAD, S. H., "Static strength tests of steel plate strengthened concrete beams", *Materials and Structures / Matériaux et Constructions*, **1990b**, 23, pp. 116-125.

HANSON, N. W., "Precast-Prestressed Concrete Bridges - 2. Horizontal Shear Connections", *Journal PCA Research and Development Laboratories*, V. 2, N.º 2, **1960**, pp. 38-58, also *PCA Development Department Bulletin D35*, 1960, 21 pp.

HAYASHI, T., NIWA, H. e FUKUHARA, M., "Strengthening Methods of the Existing Reinforced Concrete Buildings", *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering*, V. 4, Istanbul, **1980**, pp. 89-97.

HELLESLAND, J. e GREEN, R., "Tests of repaired reinforced concrete columns", *Journal of American Concrete Institute*, December **1972**, pp. 770-774.

HERMITE, R. e BRESSON, J., "Béton Armé d'Armatures Collées", Communication présentée au Colloque RILEM "Recherches Expérimentales sur les Nouveaux Développements Apportés par les Résines Synthétiques aux Techniques de Construction", Paris, 4-6 Septembre **1967**.

HINDO, K. R., "In-Place Bond Testing and Surface Preparation of Concrete", *Concrete International*, April **1990**, pp. 127-129.

HINTON, E. e OWEN, D. R. J., "An Introduction to Finite Element Computations", Pineridge Press, Swansea, United Kingdom, **1979**.

HOFBECK, J. A., IBRAHIM, I. O. e MATTOCK, A. H., "Shear Transfer in Reinforced Concrete", *ACI Journal*, V. 66, N.º 2, february **1969**, pp. 119-128.

- HUNAITI, Y., WAKABAYASHI, M. e MASUO, K.**, “Experimental Evaluation of the Effect of Bond on the Maximum Capacity of Composite Columns”, *J. Construct. Steel Research* 22, **1992**, pp. 39-55.
- HUSSAIN, M., SHARIF, A., BASUNBUL, I. A., BALUCH, M. H. e AL-SULAIMANI, G. J.**, “Flexural Behaviour of Precracked Reinforced Concrete Beams Strengthened Externally by Steel Plates”, *ACI Structural Journal*, January-February **1995**, pp. 14-22.
- JARA, M., HERNANDEZ, C., GARCIA, R., AND ROBLES, F.**, “Mexico Earthquake of September 19, 1985. Typical Cases of Repair and Strengthening of Concrete Buildings”, *Earthquake Spectra*, V. 5, N° 1, Feb. **1989**, pp. 175-193.
- JONES, R., SWAMY, R. N. e BLOXHAM, J.**, "Crack Control of Reinforced Concrete Beams Through Epoxy Bonded Steel Plates", *Adhesion Between Polymers and Concrete*, Proceedings of an International Symposium Organized by RILEM, Aix-en-Provence, France, September **1986**, pp. 542-555.
- JONES, R., SWAMY, R. N. e CHARIF, A.**, “Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates”, *The Structural Engineer*, V. 66, N° 5, March **1988**, pp. 85-94.
- JONES, R. e SWAMY, R. N.**, "Plate bonding - what can it do to your beams?", *Construction Repair*, May/June **1995**, pp. 43-47.
- JÚLIO, E. N. B. S.**, "Determinação Numérica de Formas para Barragens Abóbada pelo Método da Membrana", *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas*, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, **1995**.
- JUVANDES, L. F. P.**, "Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Usando Materiais Compósitos de CFRP", *Tese de Doutoramento*, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Setembro de **1999**.
- KAAR, P. H., KRIZ, L. B. e HOGNESTAD, E.**, “Precast-Prestressed Concrete Bridges - 1. Pilot Tests of Continuous Girders”, *Journal PCA Research and Development Laboratories*, V. 2, N.º 2, May 1960, pp. 21-37, also *PCA Development Department Bulletin D34*, **1960**, 17 pp.
- LACOMBE, G. e POMMERET, M.**, “Les Joints Structuraux dans les Constructions en Grands Panneaux Préfabriqués”, *Annales de l’ITBTP*, Février **1974**.
- LARRARD, F.**, “Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances”, *Rapport de recherche LPC N° 149*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Mars **1988**.
- LAVAL, G.**, "Préparation des Surfaces des Supports en Béton et en Acier en Vue des Collages Structuraux", *Technique Generale de la Construction*, N° 349, Avril **1977**, pp. 26-41.

LNEC Rel. 36/85 – NPC, “Peças Compostas de Betão. Segurança ao Deslizamento da Superfície de Contacto”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Relatório 36/85 – NPC, Lisboa, Dezembro 1984.

LONG, A. E. e MURRAY, A. McC., "The Pull-Off Partially Destructive Test for Concrete", in *In Situ / Nondestructive Testing of Concrete*, ed. V. M. Malhotra, SP-82, American Concrete Institute, 1984, pp. 327-350.

LOOV, R. E. e PATNAIK, A. K., “Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams With a Rough Interface”, *PCI Journal*, January-February 1994, pp. 48-109.

LOURENÇO, J. e COUTINHO, J., “O Cálculo Automático no Projecto de Composição de Betões”, Comissão de Coordenação da Região Centro, Coimbra, 1986.

LOURENÇO, J. e MADUREIRA, J., “Programa de estudo e composição de betões Sikacomp - Manual de apoio”, V. 1.1, Sika, 1992.

LOURENÇO, J. F., “Betões de Elevadíssimos Desempenhos”, *ATIC magazine*, N.º 11, Novembro 1992a, pp. 13-20.

LOURENÇO, J. F., “Determinação de Massas Volúmicas de Inertes e Ligantes e de Absorções e Humidades de Inertes”, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, 1992b.

LOURENÇO, J. F., “Em Redor da Expressão de Feret”, ISEC, 1995a.

LOURENÇO, J. F., "Formulação de Betões", Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, 1995b.

LUCAS, T., "La Protection des Betons Plaques Contre L'Incendie", *Technique Generale de la Construction*, N.º 349, Avril 1977, pp. 86-97.

LUCKYRAM, J. e VARDY, A. E., "Shear Displacement in Bonded Structures", *Journal of Construction Steel Research*, N. 16, 1990, pp. 71-84.

LUSAS - Finite Element System, version 13, "Theory Manual 1 & 2", FEA Ltd, Forge House, 66 High Street, Kingston upon Thames, Surrey, KT1 1HN, United Kingdom, 2000a.

LUSAS - Finite Element System, version 13, "Element Reference Manual", FEA Ltd, Forge House, 66 High Street, Kingston upon Thames, Surrey, KT1 1HN, United Kingdom, 2000b.

LUSAS - Finite Element System, version 13, "Solver Manual", FEA Ltd, Forge House, 66 High Street, Kingston upon Thames, Surrey, KT1 1HN, United Kingdom, 2000c.

MARTIN, H. C., "Introduction to Finite Element Analysis", McGraw-Hill, 1973.

MASRI, A. C. e GOEL, S. C., "Seismic Design and Testing of an RC Slab-Column Frame Strengthened by Steel Bracing", *Earthquake Spectra*, Vol. 12, N. 4, November 1996.

MATTOCK, A. H., JOHAL, L. e CHOW, H. C., “Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Across the Shear Plane”, *PCI Journal*, V. 20, N.º 4, July-August 1975, pp. 76-93.

- MATTOCK**, A. H., **LI**, W. K. e **WANG**, T. C., "Shear Transfer in Lightweight reinforced concrete", PCI Journal, January-February, **1976**, pp. 20-39.
- MATTOCK**, A. H., "Anchorage of Stirrups in a Thin Cast-in-Place Topping", PCI Journal, V. 32, N.º 6, November-December **1987**, pp. 70-85.
- MURAVLJOV**, M. e **KRASULJA**, M., "Physical and numerical models for the shear load-carrying capacity testing of steel-concrete bonded joints", Materials and Structures 27, **1994**, pp. 40-53.
- MURRAY**, M. A., "Surface Preparation for Adhesives", Concrete International, September **1989**, pp. 130-132.
- ODEN**, J. T., "Finite Elements of Nonlinear Continua", McGraw-Hill, **1972**.
- OWEN**, D. R. J. e **HINTON**, E., "Finite Elements in Plasticity", Pineridge Press, **1980**.
- OZCEBE**, G. e **SAATCIOGLU**, M., "Behavior of Reinforced Concrete Columns Under Bi-Directional Load Cycles", Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, **1986**.
- PAILLERE**, A. M., "Role des Adjuvants et en Particulier des Fluidifiants", Séminaire organisé par le Collège International des Sciences de la Construction, Conseil International de la Langue Française, Paris, **1987**.
- PARK**, R., **PRIESTLEY**, M. J. e **GILL**, W. D., "Ductility of Square-Confined Concrete Columns", ASCE Journal of Structural Division, ST4, April **1982**, pp. 929-950.
- PARK**, Y.-J. e **ANG**, A. H.-S., "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 111, N. 4, April **1985**, pp. 722-739.
- PATNAIK**, A. K., "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, The University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, December **1992**.
- PENTTALA**, V., "Mechanical Properties of High Strength Concretes Based on Different Binder Combinations", in Utilization of High Strength Concrete, Symposium in Stavanger, Norway, June 15-18, ed. Ivar Holand, Steiner Helland, Bernt Jakobsen & Rolf Lenschow, Tapir, **1987**, pp. 123-134.
- PEREIRA**, J. P. V. V., "Avaliação da Resistência à Compressão do Betão Através de Ensaio Não-Destrutivos", Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, **1999**.
- PLEVRIS**, N., **TRIANAFILLOU**, T. C. e **VENEZIANO**, D., "Reliability of RC Members Strengthened with CFRP Laminates", Journal of Structural Engineering, July **1995**, pp. 1037-1044.
- prEN 12615:1996**, "Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of slant shear strength", Comité Européen de Normalisation, 1996.

PRIESTLEY, M. J. N. e PARK, R., "Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading", ACI Structural Journal, January-February **1987**, pp. 61-75.

PRIESTLEY, M. J. N., SEIBLE, F., XIAO, Y. e VERMA, R., "Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength - Part 1: Theoretical Considerations and Test Design", ACI Structural Journal, July-August **1994a**, pp. 394-405.

PRIESTLEY, M. J. N., SEIBLE, F., XIAO, Y. e VERMA, R., "Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength - Part 2: Test Results and Comparison with Theory", ACI Structural Journal, September-October **1994b**, pp. 537-551.

RAMÍREZ ORTIZ, J. L. e BÁRCENA DIAZ, J. M., "Eficacia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos procedimientos diferentes", Informes de la Construcción nº 272, Julio **1975**.

RAMIREZ ORTIZ, J. L., BARCENA DIAZ, J. M. e FEIJOO GIL, J. M., "Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado", Informes de la Construcción nº 290, Mayo **1977**.

RAMÍREZ, J. L., BÁRCENA, J. M., URRETA, J. I. e SÁNCHEZ, J. A., "Repair of Concrete Columns with Partial Localized Damages", Report T 2.1 and 2.2 BREU - 0186 - C, April **1991**.

RAMÍREZ, J. L., BÁRCENA, J. M., URRETA, J. I., de VAL, B. e AURREKOETXEA, J. R., "Reparación de pilares de hormigón con pérdida de esquinas o recubrimiento", Hormigón y Acero, Nº 182, **1992a**, pp. 129-140.

RAMÍREZ, J. L., BÁRCENA, J. M., URRETA, J. I., SÁNCHEZ, J. A. e HERNÁNDEZ, B., "Local Repair of Concrete Columns with Total Compressive Strength Loss", Report T 2.3 - 09 BREU - P 3091, January **1992b**.

RAMÍREZ, J. L., BÁRCENA, J. M., URRETA, J. I., SÁNCHEZ, J. A. e HERNÁNDEZ, B., "Local Repair of Concrete Columns with Total Compressive Strength Loss - 2nd Part", Report T 2.3 - 12 BREU - P 3091, July **1992c**.

RAMÍREZ, J. L., BÁRCENA, J. M., URRETA, J. I., de VAL, B. e AURREKOETXEA, J. R., "Repair of Concrete Columns with Localized Partial Loss of Corners or Cover", Proc. Structure Faults & Repair 93, Edinburgh, **1993a**, pp. 195-203.

RAMÍREZ, J. L., BARCENA, J. M., URRETA, J. I. e SANCHEZ, J. A., "Concrete Columns Short Repair for Total Strength Loss", Proc. Structure Faults & Repair 93, Edinburgh, **1993b**, pp. 213-220.

RANDL, N., "Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Neu- und Altbeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten; Dissertation in Vorbereitung, Universität Innsbruck, Austria, **1998**.

- RANISCH, E. H. e ROSTASY, F. S.**, "Bonded Steel Plates for the Reduction of Fatigue Stresses of Coupled Tendons in Multispan Bridges", Adhesion Between Polymers and Concrete, Proceedings of an International Symposium Organized by RILEM, Aix-en-Provence, France, September **1986**, pp. 561-570.
- REBAP 84**, "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado", Dec.-Lei nº 349-C/83, de 30 Julho, rectificado no suplemento ao D.R., 1ª Série, de 29 de Setembro de 1984.
- RITCHIE, P. A., THOMAS, D. A., LU, L.-W. e CONNELLY, G. M.**, "External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics", ACI Structural Journal, July-August **1991**, pp. 490-500.
- RIZZO, E. M. e SOBELMAN, M. B.**, "Selection Criteria for Concrete Repair Materials", Concrete International, September **1989**, pp. 46-49.
- ROBERTS, T. M.**, "Approximate analysis of Shear and Normal Stress Concentrations in the Adhesive Layer of Plated RC Beams", The Structural Engineer, V.67, N.º 12, June **1989**, pp. 229-233.
- RODRIGUEZ, M., e PARK, R.**, "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Resistance", Earthquake Spectra, V. 7, No. 3, Aug. **1991**, pp. 439-459.
- RODRIGUEZ, M. e PARK, R.**, "Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing", ACI Structural Journal, March-April **1994**, pp. 150-159.
- RODRIGUEZ, M. E. e SANTIAGO, S. A.**, "Simulated Seismic Load Tests on Two-Story Waffle-Flat-Plate Structure Rehabilitated by Jacketing", ACI Structural Journal, March-April **1998**, pp. 129-141.
- ROEDER, C. W., BANERJEE, S., JUNG, D. R. e SMITH, S. K.**, "The Role of Building Foundations in Seismic Retrofit", Earthquake Spectra, Vol. 12, N. 4, November **1996**, pp. 925-942.
- ROUFAIEL, M. S. L. e MEYER, C.**, "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames", Journal of Structural Engineering, V. 113, N. 3, March **1987**, pp. 429-444.
- RYBAK, M.**, "Renforcement des Ponts par Collage de l'Armature", Matériaux et Constructions, **1983**, V. 16, N. 91, pp. 13-17.
- SAADATMANESH, H. e EHSANI, M. R.**, "Fiber Composites Plates Can Strengthen Beams", Concrete International, March **1990**, pp. 65-71.
- SAADATMANESH, H. e EHSANI, M. R.**, "RC Beams Strengthened with GFRP Plates. I: Experimental Study", Journal of Structural Engineering, V. 117, N. 11, November **1991**, pp. 3417-3433.
- SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R. e LI, M. W.**, "Strength and Ductility of Concrete Columns Externally Reinforced with Fiber Composites Straps", ACI Structural Journal, July-August **1994**, pp. 434-447.

SAATCIOGLU, M. e OZCEBE, G., "Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading", *ACI Structural Journal*, January-February **1989**, pp. 3-12.

SAEMANN, J. C. e WASHA, G. W., "Horizontal Shear Connections Between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs", *ACI Journal*, V. 61, N.º 11, November 1964, pp.1383-1408. Discussion, V. 62, N.º 6, June **1985**, pp. 1807-1810.

SARNE, Y., "Nonlinear, Time Dependent, Three Dimensional Finite Element Analysis For Reinforced and Prestressed Concrete Structures", Tese de Doutorado, Massachusetts Institute of Technology, **1975**.

SAUCIER, F. e PIGEON, M., "Durability of New-to-Old Concrete Bondings", Proceedings of the ACI International Conference Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design, Hong Kong, **1991**, V. 1, pp. 689-707.

SELLEVOLD, E. J., "The Function of Condensed Silica Fume in High Strength Concrete", in Utilization of High Strength Concrete, Symposium in Stavanger, Norway, June 15-18, ed. Ivar Holand, Steiner Helland, Bernt Jakobsen & Rolf Lenschow, Tapir, **1987**, pp. 39-49.

SHAIKH, A. F., "Proposed Revisions to Shear-Friction Provisions", *PCI Journal*, V. 23, N.º 2, March-April **1978**, pp. 12-21.

SHARIF, A., AL-SULAIMANI, G. J., BASUNBUL, I. A., BALUCH, M. H. e GHALEB, B. N., "Strengthening of Initially Loaded Reinforced Concrete Beams Using FRP Plates", *ACI Structural Journal*, March-April **1994**, pp. 160-168.

SILFWERBRAND, J., "Improving Concrete Bond in Repaired Bridge Decks", *Concrete International*, September **1990**, pp. 121-126.

STOPPENHAGEN, D. R., JIRSA, J. O. e WYLLIE Jr., L. A., "Seismic Repair and Strengthening of a Severely Damaged Concrete Frame", *ACI Structural Journal*, March-April **1995**, pp. 177-187.

SUGANO, S., "Seismic Strengthening of Existing Reinforced Buildings in Japan", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, V. 14, Nº 4, Dec. **1981**, pp. 209-222.

SUZUKI, T., "Experimental Studies of High-Strength Superplasticized Concrete", in Utilization of High Strength Concrete, Symposium in Stavanger, Norway, June 15-18, ed. Ivar Holand, Steiner Helland, Bernt Jakobsen & Rolf Lenschow, Tapir, **1987**, pp. 51-62.

SWAMY, R. N., JONES, R., e BLOXHAM, J. W., "Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates", *The Structural Engineer*, V. 65 A, Nº 2, Feb. **1987**, pp. 59-68.

SWAMY, R. N.; JONES, R., e CHARIF, A., "The effect of external plate reinforcement on the strengthening of structurally damaged RC beams", *The Structural Engineer*, V. 67, Nº 3, Feb. **1989**, pp. 45-56.

TAKORABET, N., "Influence des Interfaces sur le Comportement des Structures Composites en Béton Armée. Modélisation Numérique par la Méthode des Elements Finis", Thèse de doctorat de l'Ecole Central de Paris, Juin **1989**.

TAKORABET, N. e **FOURÉ, B.**, "Modélisation du Comportement Non Linéaire des Interfaces de Reprise de Bétonnage dans les Structures en Béton Armé", Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, N° 538, Novembre **1995**, pp. 62-103.

TALBOT, C., **PIGEON, M.**, **BEAUPRÉ, D.** e **MORGAN, D. R.**, "Influence of Surface Preparation on Long-Term Bonding of Shotcrete", ACI Materials Journal, November-December **1994**, pp. 560-566.

TASSIOS, T. P. e **VINTZELEOU, E. N.**, "Concrete to Concrete Friction", Journal of Structural Engineering, ASCE, April **1987**.

TATTONI, S., "Effets du Fluage sur les Collages Acier-Beton", Adhesion Between Polymers and Concrete, Proceedings of an International Symposium Organized by RILEM, Aix-en-Provence, France, September **1986**, pp. 582-600.

THEILLOUT, J. N., "Repair and Strengthening of Bridges by Means of Bonded Plates", Adhesion Between Polymers and Concrete, Proceedings of an International Symposium Organized by RILEM, Aix-en-Provence, France, September **1986**, pp. 601-621.

TOSHITAKA, O., **SAKAI, K.**, **OBI, M.** e **ONO, S.**, "Deterioration in a Rehabilitated Prestressed Concrete Bridge", ACI Materials Journal, July-August **1992**, pp. 328-336.

TRIANAFILLOU, T. C. e **PLEVRIS, N.**, "Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fibre-composite materials", Materials and Structures, Vol. 25, N.° 148, May **1992**, pp. 201-211.

TSOUKANTAS, S. G. e **TASSIOS, T. P.**, "Shear Resistance of Connections between Reinforced Concrete Linear Precast Elements", ACI Journal, May-June **1989**.

TU, L. e **KRUGER, D.**, "Engineering Properties of Epoxy Resins Used as Concrete Adhesives", ACI Materials Journal, January-February **1996**, pp. 26-35.

VALLUVAN, R., **KREGER, M. E.** e **JIRSA, J. O.**, "Strengthening of Column Splices for Seismic Retrofit of Nonductile Reinforced Concrete Frames", ACI Structural Journal, July-August **1993**, pp. 432-440.

VAN GEMERT, D. e **VAN DEN BOSCH, M.**, "Long-Term Performance of Epoxy Bonded Steel-Concrete Joints", Adhesion Between Polymers and Concrete, Proceedings of an International Symposium Organized by RILEM, Aix-en-Provence, France, September **1986**, pp. 518-527.

VERGNE, A., "Géométrie des Surfaces de Discontinuité et Modélisation Numérique", Thèse d'état, Université de Limoges, 25 Mai **1984**.

VUKSANOVIC, N. K. e STANIVUKOVIC, B., "Certains Resultats des Recherches Effectuees sur les Poutrelles en Beton Arme Reinforcees par une Armature Exterieur Collee Grace a une Resine Epoxyde", Adhesion Between Polymers and Concrete, Proceedings of an International Symposium Organized by RILEM, Aix-en-Provence, France, September **1986**, pp. 556-560.

WALRAVEN, J. C. e REINHARDT, H. W., "Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading", Heron, V. 26, N.º 1A, **1981**.

WALRAVEN, J., FRENAY, J. e PRUIJSSERS, A., "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members", PCI Journal, V. 32, N.º 1, January-February 1987, pp. 66-84. Reader Comments, V. 33, N.º 1, January-February **1988**, pp. 166-168.

WICKE, M., "Connections for Concrete Overlays", HILTI Fastening Technology Manual, B 2.3, **1998**.

XIAO, Y., WU, H. e MARTIN, G. R., "Prefabricated Composite Jacketing of RC Columns for Enhanced Shear Strength", Journal of Structural Engineering, March **1999**, pp. 255-264.

YOGENDRAN, V., LANGAN, B. W. e WARD, M. A., "Utilization of Silica Fume in High Strength Concrete", in Utilization of High Strength Concrete, Symposium in Stavanger, Norway, June 15-18, ed. Ivar Holand, Steiner Helland, Bernt Jakobsen & Rolf Lenschow, Tapir, **1987**, pp. 85-97.

ZIENKIEWICZ, O. C. e TAYLOR, R. L., "The Finite Element Method", McGraw-Hill, **1989**, 2 Vol.

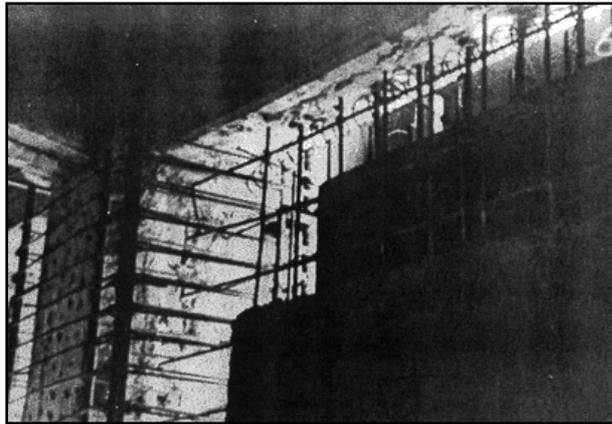
ZIRABA, Y. N., BALUCH, M. H., BASUNBUL, I. A., SHARIF, A. M., AZAD, A. K., e AL-SULAIMANI, G. J., "Guidelines toward the Design of Reinforced Concrete Beams with External Plates", ACI Structural Journal, November-December **1994**, pp. 639-646.

ZIRABA, Y. N., BALUCH, M. H., BASUNBUL, I. A., AZAD, A. K., AL-SULAIMANI, G. J. e SHARIF, A. M., "Combined experimental-numerical approach to characterization of steel-glue-concrete interface", Materials and Structures, Vol. 28, N.º 183, November **1995**, pp. 518-525.

ANEXO A

Trabalhos Publicados sobre Técnicas de Reforço de Estruturas de Betão Armado

A1. ADIÇÃO DE PAREDES RESISTENTES



Em alguns países os códigos apresentam métodos para o dimensionamento do reforço de estruturas. Sugano refere que o código japonês fornece técnicas de cálculo específicas para paredes introduzidas em pórticos, paredes colocadas de ambos os lados de pilares e pilares encamisados [Sugano 1981]. Refere que, no caso de paredes introduzidas num pórtico, três situações de ligação da parede à viga estão tratadas: por meio de conectores, através de dentes picados na viga e com dentes pré-fabricados colados com resina epóxida. A resistência das ligações é calculada quer através de considerações teóricas quer através de equações empíricas. A resistência ao esforço de escorregamento é dado em termos da tensão à tracção principal do betão. A contribuição para a resistência à flexão e ao corte de um pilar reforçado por adição de paredes laterais é estimada em 80% da resistência de um pilar idêntico mas betonado monoliticamente com paredes laterais. No caso das paredes laterais terem ligações através de conectores, o código apresenta um modelo idealizado de bielas de transferência de cargas.

Há alguns trabalhos experimentais publicados com estudos sobre o comportamento de estruturas de betão armado reforçadas por adição de paredes resistentes. Como já foi referido, um dos parâmetros que condiciona o comportamento de pórticos de betão armado reforçados por adição de paredes resistentes é a ligação destas aqueles. Sugano menciona trabalhos experimentais onde foram examinados pórticos com paredes resistentes adicionadas *a posteriori* para diferentes tipos de ligação [Sugano 1981]. Numa série de testes com três tipos de paredes inseridas concluiu-se que: (a) estas providenciam um aumento significativo de resistência; (b) os conectores que ligavam as paredes aos pórticos falharam simultaneamente por corte; (c) foi eficaz prever folgas ao longo dos pilares para permitir às paredes terem um comportamento dúctil; (d) o sistema de dentes picado na

viga do pórtico original providenciou uma ligação por corte idêntica à da construção monolítica. Quando era prevista ligação adequada, colocada em todos os elementos fronteira, os pórticos preenchidos com paredes resistentes exibiam a mesma resistência que paredes monolíticas com elementos fronteira idênticos. Refere ainda testes realizados com painéis pré-fabricados a preencher pórticos os quais indicaram boas propriedades de ductilidade embora tivesse sido atingida uma resistência significativamente mais baixa. Foi observada predominância de comportamento por flexão em pórticos de três andares preenchidos com paredes resistentes em contraste com a dominância de comportamento por corte que controla a resposta de pórticos de um piso preenchidos com paredes resistentes. O efeito de pequenas paredes colocadas de ambos os lados de um pilar ou colocadas isoladamente nos pórticos também foram estudados. As adições de paredes betonadas no local forneceram uma resistência quase idêntica à construção monolítica idêntica. A adição de elementos pré-fabricados resultou em menor resistência mas maior ductilidade.

Hayashi *et al.* realizaram uma investigação experimental sobre o aumento da resistência de edifícios por adição de paredes resistentes inseridas em pórticos existentes [Hayashi *et al.* 1980]. Os ensaios foram concebidos para fornecer dados quantitativos de como uma parede resistente inserida posteriormente num pórtico existente interage com este e que papel desempenha no melhoramento da resistência e da rigidez do pórtico. Os resultados indicaram que a capacidade de carga de pórticos com paredes resistentes inseridas é 3,5 a 5,0 vezes a capacidade de carga do pórtico apenas e 0,55 a 0,72 vezes a capacidade de carga do pórtico com parede inserida monoliticamente, o que contraria aparentemente os resultados obtidos nos trabalhos experimentais referidos por Sugano [Sugano 1981] e sublinha a importância das ligações parede-pórtico.

A operação de adição das paredes resistentes é trabalhosa, razão pela qual alguns investigadores têm dirigido a sua investigação para o estudo da possibilidade de utilizar paredes resistentes pré-fabricadas por vezes constituídas por vários painéis. Frosch *et al.* apresentaram um trabalho sobre reforço de pórticos não dúcteis por adição de paredes pré-fabricadas [Frosch *et al.* 1996]. Foi construído um pórtico não dúctil de dois andares com o sistema pré-fabricado inserido para avaliar o comportamento global do sistema e verificar o comportamento das ligações entre painéis pré-fabricados e das ligações entre painéis pré-fabricados e o pórtico existente. O comportamento de um sistema de pós-esforço, usado para providenciar capacidade de tracção aos pilares, tipicamente deficiente em pórticos de betão armado não dúcteis, também foi investigado. Foram realizados três testes. Aplicaram-se cargas cíclicas às lajes segundo uma distribuição triangular para simular o efeito dos sismos. Os autores referem que o comportamento do sistema de paredes pré-fabricadas inseridas no pórtico foi excepcionalmente bom. A fissuração indicou que a parede teve um comportamento monolítico apesar de ser constituída por várias unidades. Os autores referem ainda que tanto os painéis como as ligações ao pórtico tiveram um comportamento de acordo com o dimensionamento. A resistência ao corte da estrutura foi controlada pelo esmagamento do betão na

biela de compressão principal. Não houve rotura por corte na interface ou diagonal que limitasse a capacidade ao corte em nenhuma das paredes. O sistema de pós-esforço também teve um comportamento de acordo com o dimensionamento. A parede inserida foi dimensionada para um valor de corte na base de $146kips$ assumindo que seria totalmente suportado pelos conectores. Na realidade, uma larga porção do corte na base foi resistida por uma combinação de atrito devido à força de compressão actuando na base da parede e de resistência ao corte do pilar. Como estas componentes não foram tidas em conta no cálculo, este foi do lado da segurança. A parede inserida atingiu um valor na base de $491kips$ que é 3,4 vezes maior que o valor de dimensionamento.

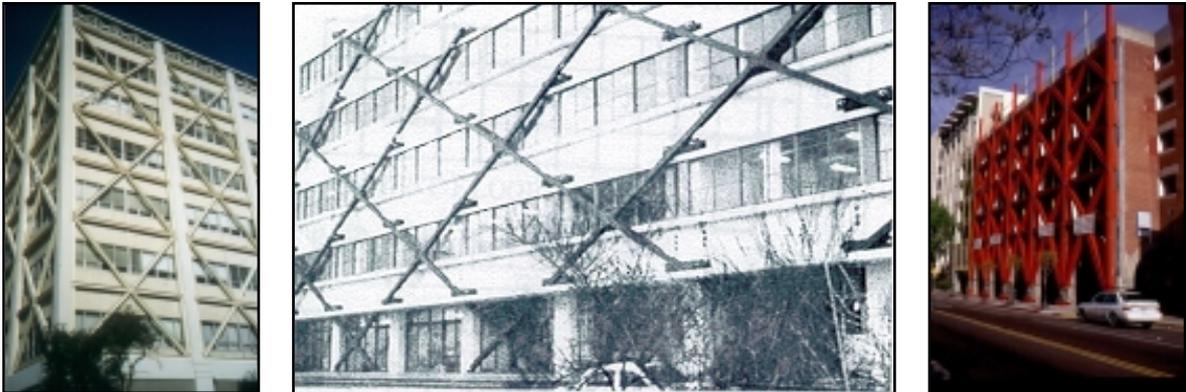
Um ponto fraco desta técnica de reforço prende-se com a força de tracção que surge nos pilares adjacentes à parede inserida para carregamento cíclico. A zona crítica é precisamente a da emenda da armadura longitudinal.

Valluvan *et al.* realizaram um trabalho experimental sobre reforço de pórticos de betão armado reforçados por adição de paredes resistentes [Valluvan *et al.* 1993]. Várias técnicas de reforço da região mencionada dos pilares adjacentes à parede foram analisadas. Os autores concluíram que a continuidade da armadura longitudinal obtida por soldadura permitiu aos pilares entrarem em cedência em tracção para cargas cíclicas alternadas. Contudo, foi necessário adicionar cintas internamente removendo o betão do recobrimento. Armadura externa à volta da região da emenda também melhorou significativamente o confinamento e a resistência da emenda. A armadura externa deve ser colada para permitir um confinamento eficaz. A adição somente de cintas internas na região da emenda não é um método eficaz para reforçar o pilar nessa zona porque a remoção do betão de recobrimento resulta em micro-fissuração do betão do interior e redução da eficácia do betão de recobrimento o que reduz a resistência da emenda mais do que as cintas adicionais aumentam.

Alguns trabalhos publicados referem exemplos de estruturas de betão armado reforçadas por adição de paredes resistentes. Sugano apresenta quatro exemplos de estruturas reforçadas [Sugano 1981]. O segundo caso é o edifício de uma escola. Os pilares mais danificados foram substituídos. Os pilares com menos danos ou foram reparados com resina epóxida ou o betão de recobrimento que sofreu destacamento foi substituído. A maior parte do reforço foi conseguido por adição de paredes resistentes. Conectores fixados por resina epóxida foram usados para ligar as paredes resistentes adicionais aos elementos dos pórticos existentes. Isto resultou numa resistência a cargas laterais de aproximadamente o dobro da original. O terceiro caso é um edifício simples de dois pisos que sofreu estragos moderados a severos durante o sismo de Fevereiro de 1978. O interesse deste caso é que decorriam as obras de reparação e reforço quando ocorreu o sismo de Junho de 1978. Os danos durante este último sismo foram menores apesar do movimento do solo na área ter sido presumivelmente muito mais intenso do que durante o sismo de Fevereiro. Parece que as novas paredes resistentes instaladas contribuíram significativamente para o aumento de resistência do edifício. Esta é uma de muito poucas estruturas em que os efeitos do reforço foram

postos à prova por um sismo. O autor conclui que o baixo nível de estragos verificado fornece considerável encorajamento para prosseguir com a aplicação desta técnica. O quarto caso reporta-se a dois edifícios escolares de quatro pisos não danificados. Os edifícios foram reforçados na direcção longitudinal através de paredes resistentes inseridas nos pórticos de forma a melhorar os modos de vibração e a rectificar a excentricidade da rigidez. Testes de vibração forçada indicaram um incremento da ordem dos 25% nas frequências em comparação com os valores medidos antes do reforço.

Jara *et al.* efectuaram um trabalho pormenorizado sobre quatro casos típicos de reparação e reforço de edifícios de betão armado na Cidade do México danificados durante o sismo de 19 de Setembro de 1985 [Jara *et al.* 1989]. O primeiro caso reporta-se a um edifício de oito pisos com cave, projectado e construído em 1966, com uma estrutura porticada de betão armado, fundação em grelha e paredes resistentes em todo o perímetro da cave, lajes vigadas armadas em duas direcções. O edifício tinha sido reparado e reforçado depois de danificado durante o sismo de 1979. Os danos sofridos então resumiam-se a pequenas fissuras em algumas vigas e pilares. Como consequência do comportamento do edifício em 1979 decidiu-se reforçá-lo adicionando paredes resistentes. Estas paredes sofreram danos severos durante o sismo de 1985, sobretudo na interface com as juntas viga-pilar. Decidiu-se aumentar a rigidez e a resistência da estrutura. As técnicas utilizadas de reparação e reforço dos elementos mais danificados consistiram em encamisamentos de betão armado dos pilares e substituição das paredes resistentes adicionadas em 1979. O terceiro caso diz respeito a um edifício de habitação de oito andares, projectado e construído em 1979. A estrutura consiste em paredes de alvenaria, orientadas em duas direcções perpendiculares, à excepção do primeiro piso que é constituído por pilares. No primeiro piso a laje é fungiforme aligeirada e nos restantes as lajes são vigadas aligeiradas. A fundação é por estacas de atrito lateral localizadas sob cada um dos pilares. A fundação e os pilares do primeiro nível não sofreram danos. Os estragos mais severos verificaram-se nas paredes de alvenaria. Os métodos de reparação e reforço adoptados consistiram na adição de quatro pórticos de betão armado e duas paredes resistentes.

A2. CONTRAVENTAMENTO METÁLICO

Encontram-se publicados alguns estudos experimentais sobre o comportamento de estruturas de betão armado reforçadas por adição de contraventamento metálico. Conforme referido no Capítulo 1, um dos inconvenientes deste método de reforço é o facto do seu comportamento dinâmico depender de os elementos de contraventamento e das ligações destes à estrutura existente. Masri e Goel realizaram um trabalho experimental sobre pórticos laje-pilar de betão armado reforçados com contraventamento metálico [Masri e Goel 1996]. Referem que actualmente há uma falta de informação relativa à análise, dimensionamento e pormenorização dos sistemas de contraventamento metálico. Usaram um modelo à escala 1:3 de um pórtico de dois vãos e dois andares. A estrutura reforçada foi submetida a uma combinação de cargas de gravidade e laterais cíclicas. As conclusões a que os autores chegaram foram as seguintes: (1) o uso de contraventamento metálico dúctil provou ser bastante eficaz para reforçar pórticos de betão armado danificados ou "fracos". As curvas histeréticas foram bastante "cheias" e estáveis com grandes aumentos na resistência, rigidez e dissipação de energia; (2) a filosofia de dimensionamento usada para o sistema de contraventamento metálico deu resultados satisfatórios. Também o processo construtivo funcionou bem e parece prático de usar em projectos reais; (3) a pormenorização e as ligações usadas neste estudo para manter a continuidade das cantoneiras verticais aplicadas aos pilares através das lajes do pórtico de betão armado provaram ser eficazes e melhoram a ductilidade das ligações aumentando a resistência ao punçoamento; (4) o comportamento dos elementos verticais de aço usados para encamisar os pilares de betão armado depende da resistência e espaçamento das travessas de aço que os ligam. O método desenvolvido para dimensionar a resistência e espaçamento das travessas de aço para desenvolver a resistência à flexão total provou ser satisfatório.

Badoux e Jirsa apresentaram um estudo analítico, baseado num projecto de investigação experimental, no qual um pórtico de betão armado com vigas altas e pilares curtos foi reforçado com contraventamento metálico e testado [Badoux e Jirsa 1990]. Concluíram que o contraventamento melhorou significativamente a resistência, a rigidez e a ductilidade do pórtico. A carga última foi

atingida quando uma ligação soldada do contraventamento rompeu como resultado de ciclos sucessivos. Geraram-se elevadas deformações locais nas ligações quando os elementos do contraventamento alternadamente instabilizavam em compressão e entravam em cedência à tracção.

Sugano refere estudos de pórticos reforçados através de contraventamento metálico em X, em K e em forma de diamante [Sugano 1981]. Estes indicam um aumento moderado de resistência mas um aumento adequado de ductilidade e de capacidade de dissipação de energia. Estas conclusões parecem contradizer em parte as de Masri e Goel [Masri e Goel 1996] mas só realçam a dependência do comportamento da estrutura reforçada por contraventamento metálico do tipo de elementos de contraventamento e das suas ligações anteriormente referida. Aliás, Sugano conclui que os estudos que refere indicam que os pormenores de ligação influenciam fortemente a resposta histerética global.

Precisamente devido às dependências referidas há estudos experimentais sobre o comportamento de elementos de contraventamento isolados. Aslani e Goel investigaram o comportamento de elementos de contraventamento constituídos por cantoneiras ligadas nos banzos sujeitos a encurvadura no plano normal sob carga cíclica severa [Aslani e Goel 1991]. Foram constituídos oito elementos de contraventamento à escala real constituídos por cantoneiras duplas soldadas em vários pontos e com chapas *Gousset* nas extremidades e ensaiados para cargas cíclicas elevadas representativas de sismos severos. Duas secções foram consideradas: a ligação convencional e uma ligação reforçada constituída pelas cantoneiras e por chapas soldadas de forma a criar uma secção fechada. Foram estudadas a influência do espaçamento das ligações e a influência da relação largura/espessura fazendo variar estes parâmetros. As conclusões a que os autores chegaram relativamente à secção convencional foram as seguintes: (1) a fractura causada por severa encurvadura local fora do plano foi o modo de rotura comum; (2) uma relação largura/espessura mais pequena aumentou a capacidade de dissipação de energia devido a redução da severidade da encurvadura local; (3) quando a encurvadura local era dominante, o espaçamento das ligações não representava um papel relevante. Para uma relação largura/espessura mais baixa foram identificados os seguintes efeitos: (a) espaçamento menor aumentou a primeira carga de encurvadura bem como o pico das cargas de compressão cíclicas e (b) espaçamento menor aumentou a dissipação de energia cíclica mas reduziu a dissipação de energia total porque a rotura foi atingida mais cedo. As conclusões a que os autores chegaram relativamente à secção reforçada foram as seguintes: (1) a resposta das cantoneiras ligadas nos banzos e de extremidade rotulada não foi melhorada através do reforço por soldadura de duas chapas inclinadas entre as extremidades livres, pelo contrário, causou um modo de encurvadura assimétrico, o que resultou em rotura prematura do elemento; (2) o estudo analítico demonstrou que a extremidade fixa pode evitar um modo de encurvadura assimétrico, contudo, são necessários mais ensaios para examinar outros problemas que podem ocorrer devido a esse aumento de resistência do elemento; (3) no

caso de se usar chapas de reforço, estas devem ser prolongadas até à extremidade do elemento pois a sua interrupção poderia resultar em encurvadura local na zona não reforçada.

Existem na bibliografia alguns exemplos de estruturas de betão armado reforçadas por adição de contraventamento metálico. Um dos quatro casos típicos de reparação e reforço de edifícios de betão armado na Cidade do México, danificados durante o sismo de 19 de Setembro de 1985, apresentados por Jara *et al.*, é um edifício de escritórios de cinco andares mais cave, projectado e construído em 1974 [Jara *et al.* 1989]. A estrutura original era constituída por pórticos de betão armado e lajes aligeiradas armadas em duas direcções. O edifício é suportado por um ensoleiramento geral com paredes resistentes em todo o perímetro. Estacas de atrito lateral foram colocadas sob o ensoleiramento geral. A estrutura nunca foi reforçada antes de 1985. A estrutura e a fundação tiveram um excelente comportamento durante o sismo de 1985 não apresentando danos. Apenas as paredes não estruturais apresentam ligeiras fissuras nos três primeiros níveis. Contudo, decidiu-se aumentar a rigidez dos pórticos por adição de contraventamento metálico em X. Os elementos metálicos são cantoneiras soldadas de maneira a formarem uma secção fechada. Os pilares localizados nas extremidades dos contraventamentos adicionados foram reforçados por encamisamento com chapas metálicas soldadas e fixadas aos pilares existentes com parafusos.

Badoux e Jirsa apresentaram um trabalho sobre reforço sísmico de pórticos de betão armado por adição de contraventamento metálico [Badoux e Jirsa 1990]. Um dos exemplos apresentados é o contraventamento de uma escola no Japão como parte do processo de reabilitação levado a cabo após o edifício ter sofrido danos elevados em vários pilares curtos na sequência do sismo de 1978 em Miyagi-ken-Oki. O sistema de contraventamento compensou a perda de resistência lateral e de rigidez associada aos danos nos pilares. O contraventamento foi dimensionado de forma a providenciar uma dissipação de energia máxima para carregamento lateral cíclico inelástico. Os pilares e as vigas dos pórticos servem como elementos verticais e horizontais da treliça. Outro exemplo apresentado pelos autores é o de um edifício de 12 andares na Cidade do México reforçado em 1980 depois de ter manifestado deficiências sísmicas na sequência de um pequeno abalo. A operação de reforço compreendeu o contraventamento dos pórticos periféricos segundo a menor dimensão. A treliça de aço exterior apresenta pilares de aço capazes de suportar elevadas forças de derrube. A geometria da treliça preservou a acessibilidade ao edifício e ao parque subterrâneo. As lajes foram reforçadas de forma a transmitir corte aos contraventamentos. As fundações dos pórticos exteriores contraventados foram reforçadas com estacas de aço. O projecto foi completado em 10 meses com um custo de aproximadamente 20% do custo de substituição do edifício. Ao contrário de muitos edifícios vizinhos, a estrutura reforçada teve um bom comportamento durante o sismo devastador de 1985.

Foutch *et al.*, na sequência do sismo de 1985 no México, analisaram dois edifícios com ligeiros estragos apesar de estarem situados na zona mais danificada da cidade [Foutch *et al.* 1989]. Estes

edifícios porticados de betão armado tinham sido reforçados com sistemas de contraventamento metálico e com paredes resistentes inseridas após terem sofrido danos consideráveis durante o sismo moderado de 1979. O primeiro edifício referido pelos autores tem doze andares. Para suportar os sistemas de contraventamento metálico novas fundações tiveram de ser construídas. O valor medido do período do edifício na direcção E-W antes do reforço para níveis ambientes de vibração era de 1,85s. Os ensaios de vibração forçada permitiram determinar o valor actual de 1,26s. Logo, os sistemas de contraventamento metálico aumentaram a resistência e a rigidez do edifício afastando o seu período natural do valor predominante do período do movimento do solo naquela zona da cidade que foi de 2,0s. O baixo amortecimento para os modos na direcção E-W também indicam que a resposta nesta direcção é dominada pelos contraventamentos metálicos. Estudos analíticos indicam que os contraventamentos metálicos suportam cerca de 80% do corte basal se o betão não fissurar logo. Para uma acção sísmica, esse valor poderá atingir os 90%. A análise revela que elevadas forças axiais (incluindo de tracção) se podem desenvolver nos pilares de betão devido à interacção com o sistema de contraventamento metálico. Devido à excentricidade entre o sistema de contraventamento metálico e o pórtico existente, elevados momentos normais ao plano do pórtico podem desenvolver-se nos pilares de betão nos pontos de ligação com o contraventamento metálico. Um resultado importante dos testes de vibração é a enorme adaptação do solo observada em ambos os edifícios. O primeiro modo de vibração na direcção E-W mostra que 50% do deslocamento do topo do edifício é o resultado da translação e da rotação da base e é consequência da combinação de um solo mole com um edifício rígido. A análise simples dos efeitos desta flexibilidade do solo revelou que o período do edifício de base fixa era cerca de 0,90s contra os 1,26s, o que significa que os contraventamentos metálicos aumentaram a rigidez do edifício por um factor de 4 mas praticamente 40% desta rigidez foi perdida devido à flexibilidade da base.

A3. COLAGEM DE CHAPAS DE AÇO



Há muitos trabalhos publicados sobre estudos experimentais directa ou indirectamente relacionados com vigas de betão armado reforçadas por colagem de chapas de aço. O ponto fraco desta técnica é a junta aço-cola-betão. Foram objecto de estudo factores que influenciam essa ligação como: a espessura da cola, a fluência da colagem, a espessura das chapas, a sobreposição de chapas, a emenda de chapas, a preparação das superfícies de betão e de aço, as características dos materiais, a distribuição de tensões, o sistema de ancoragem, a preexistência de danos, etc.

Relativamente à influência da camada de resina interposta entre o aço e o betão, já em 1967 L'Hermite e Bresson apresentaram um trabalho onde concluíam que esta não deve ser considerada um simples agente ligante mas um participante integral na resistência e no comportamento das ligações [Hermite e Bresson 1967].

Os efeitos da fluência nas colagens aço-betão foram estudados por Tattoni [Tattoni 1986]. Neste estudo analisou-se uma junta chapa de aço - betão considerando que os elementos são elásticos e que o adesivo é viscoelástico de forma linear. Depois de formulado o problema de forma geral desenvolveram-se exemplos específicos para diferentes espessuras. A distribuição de tensões e outros parâmetros significativos foram calculados por meio de um método discreto de análise. As observações efectuadas permitiram concluir que: (1) a fluência do adesivo traz um benefício à colagem reduzindo o valor máximo das tensões de aderência e realiza uma redistribuição destas no desenvolvimento da própria colagem; (2) em presença de um confinamento passivo, a deformação viscosa age de forma a aumentar ao longo do tempo os esforços de compressão normais ao plano de colagem, melhorando assim o comportamento do betão em relação à rotura por cisalhamento; (3) as variações na distribuição dos esforços e das deformações ao longo das superfícies coladas devidas ao modelo reológico (hereditário ou de envelhecimento) são modestos e de qualquer forma parece que os resultados obtidos para o modelo hereditário são mais em favor da segurança; (4) a diferença entre os dois modelos reológicos examinados torna-se importante sobretudo em relação

ao momento de aplicação da força à colagem. Pode-se no entanto considerar ou não a redução das tensões de aderência por efeito dos fenómenos viscosos desde que a força seja aplicada imediatamente ao elemento estrutural reparado ou reforçado através da colagem de chapas de aço e igualmente desde que essa força seja permanente, semi-permanente ou ocasional.

Ziraba *et al.* apresentam um trabalho sobre uma abordagem combinada experimental-numérica para caracterização da interface aço-cola-betão [Ziraba *et al.* 1995]. A abordagem experimental-numérica apresentada no artigo é uma tentativa de racionalizar a extensa informação disponível focando-se na caracterização de uma interface colada com resina epóxida aço-betão. A aproximação apresentada ultrapassa a limitação associada à incapacidade para medir experimentalmente as tensões normais transversais da interface que desempenham um papel significativo na capacidade última da viga com chapas coladas. Com base nos resultados experimentais disponíveis e nos resultados de ensaios realizados é proposto que a interface aço-cola-betão seja caracterizada pela lei de rotura de Mohr-Coulomb clássica juntamente com a rotura por tracção (*tension cut-off*). Esta descrição pode ser usada em conjugação com uma simulação por elementos finitos não-linear de vigas com chapas coladas de forma a estudar a metamorfose nos modos de rotura com variações da espessura da chapa.

O comportamento a longo prazo das juntas coladas foi analisado por Van Gemert e Van den Bosch que apresentaram um estudo onde, com base em todos os ensaios realizados no laboratório e em todas as aplicações práticas, consideraram que as chapas de aço coladas exteriormente com resinas epóxidas provaram ser elementos estruturais fiáveis [Van Gemert e Van den Bosch 1986]. As investigações conduzidas sobre o comportamento das ligações coladas sob condições atmosféricas também não mostraram influência considerável nas características mecânicas. Sublinham, contudo, a importância da preparação das superfícies do aço e do betão e da execução dos trabalhos de colagem.

Calder apresentou um trabalho sobre ensaios de exposição de vigas de betão armado reforçadas com chapas de aço coladas [Calder 1988]. Os testes de exposição iniciaram-se em 1976 em vigas reforçadas com chapas de aço macio coladas numa face usando um adesivo estrutural de resina epóxida. Os modelos foram expostos em três sítios representativos de ambientes com forte chuva, industrial e marinho. Os modelos também foram conservados em laboratório em ambiente controlado de 20°C e 65% de humidade relativa. Até à data do presente artigo os modelos ensaiados tinham idades de 1, 2 e 10 anos. Os resultados após 10 anos geralmente confirmam os testes efectuados após 1 e 2 anos. A aparência das chapas removidas dos modelos de controlo tinham uma aparência marcadamente diferente da dos modelos que foram expostos a condições ambientais naturais. Uma fina camada de betão permaneceu aderente ao aço ao longo de praticamente todo o comprimento das chapas removidas dos modelos de controlo enquanto houve um apreciavelmente maior descolamento das chapas na interface aço-resina após exposição natural. Observou-se corrosão ligeira mas por vezes extensa em todas as chapas removidas dos

modelos expostos enquanto praticamente não havia corrosão nos modelos de controlo. Isto correspondeu a cargas de rotura marginalmente menores dos modelos naturalmente expostos. Havia consideravelmente maior corrosão após 10 anos comparado com o que se observou após 1 e 2 anos. Contudo, em média houve um aumento pequeno na carga de rotura com o tempo. O aumento da corrosão não afectou significativamente o comportamento estrutural global. O grau de corrosão diminuiu significativamente protegendo o aço com um primário de resina epóxida antes da colagem e isto não causou perda significativa na resistência das vigas compósitas durante os ensaios de carga.

Lucas publica um artigo advertindo para as dificuldades que se podem encontrar em transpor a técnica de reforço por colagem de chapas de aço para os edifícios [Lucas 1977], nomeadamente no que diz respeito à verificação da segurança contra incêndio. Lembra que as resinas epóxidas têm uma perda de resistência catastrófica à volta dos 80°C, as chapas de aço utilizadas têm uma espessura pequena (1mm a 3mm em geral) apresentando uma inércia térmica muito baixa e que o plano de colagem está sujeito simultaneamente a: (1) tensões resultantes da carga estática transmitida pelas diferentes partes do betão, (2) aumento de temperatura e (3) tensões de dilatação das chapas de aço de reforço. Não existindo, à data do artigo, ensaios de resistência de elementos de betão com chapas de aço coladas com protecção, Lucas enumera os pontos que considera necessário investigar.

Theillout apresenta um estudo que lida com os aspectos mecânicos do comportamento de chapas coladas [Theillout 1986]. Relativamente à escolha dos materiais o autor refere que é requerido um adesivo com um módulo de elasticidade que não seja demasiado elevado de forma a reduzir a concentração de tensões na vizinhança de fissuras mas suficientemente elevado para evitar a perda de rigidez da ligação fornecendo uma boa distribuição de forças entre os varões da armadura longitudinal da viga e as chapas de aço coladas. No que concerne a carga última, as chapas de reforço devem ser escolhidas num metal que exiba um baixo módulo de elasticidade. No entanto também se deve evitar a excessiva perda de rigidez da ligação. Verifica-se que a escolha dos materiais é o resultado de um compromisso que deve ser examinado caso a caso. No que diz respeito à aplicação, a espessura do adesivo deve também ser escolhida de tal forma que as tensões na vizinhança das fissuras não sejam demasiado altas oferecendo contudo suficiente rigidez de colagem de forma a permitir as chapas desempenharem o seu papel eficientemente.

Para além da influência da espessura da cola, Swamy *et al.*, estudaram também a influência da espessura das chapas de aço [Swamy *et al.* 1987]. Foram testadas 24 vigas de betão armado reforçadas com chapas de aço coladas com resina epóxida - 201 a 224. Em geral foram usadas três espessuras de cola 1,5mm, 3mm e 6mm. Para cada espessura de cola, três espessuras de chapas foram usadas 1,5mm, 3mm e 6mm, todas de largura constante de 125mm. As vigas 206, 213 e 214 tinham duas chapas de 1,5mm de espessura para comparar com as vigas com apenas uma chapa de 3mm de espessura. As vigas 211 a 215 tinham folgas nas chapas ou a meio vão ou nos pontos de aplicação

da carga. As vigas 220 a 224 foram carregadas previamente, fissuradas e descarregadas antes das chapas serem coladas. A viga 220 teve uma camada de adesivo de espessura variável, 3mm a 8mm, ao longo do seu comprimento. A viga 221 tinha cortes em V na face traccionada nos pontos de aplicação da carga para produzir pontos de concentração de tensões. As vigas 201 e 202 foram usadas como vigas de controlo. A viga 202 tinha uma camada de adesivo de 3mm de espessura mas não tinha chapa. A preparação da superfície das vigas iniciava-se com remoção da camada de recobrimento até expor os agregados. A superfície foi seguidamente limpa com jacto de ar. As chapas foram primeiro desengorduradas e submetidas a um tratamento dos dois lados com jacto de partículas metálicas de $340\mu\text{m}$ de tamanho médio e posteriormente mantidas protegidas da corrosão e contaminação. A resina e o endurecedor foram misturados com uma misturadora de baixa velocidade. A cola foi aplicada tanto à superfície das chapas como à do betão e foram mantidas juntas sob pressão até a cola endurecer. As conclusões a que os resultados conduziram são indicadas a seguir. A adição de chapas de aço coladas a vigas de betão armado pode aumentar substancialmente a sua rigidez, reduzir a fissuração e as deformações estruturais para todos os níveis de carregamento e contribuem para um modesto aumento da sua capacidade à flexão última. A restrição da chapa e da cola pode ser observada até na primeira fissura e quando apenas a cola estava presente. A redução da fissuração e das deformações aumentou com o aumento da espessura das chapas bem como com o aumento da espessura da cola mas não com a mesma relação. O aumento de rigidez produzido pelo aumento de espessura da cola diminuiu à medida que a espessura da chapa aumentava. Do ponto de vista estrutural o aumento de rigidez influenciou mais a redução das extensões das armaduras e das chapas do que a redução das flechas. As chapas coladas contribuíram mais para controlar a fissuração do que para controlar as deformações. O efeito estrutural das chapas coladas foi muito maior do que se a área da armadura longitudinal tivesse sido aumentada da mesma área das chapas. O efeito efectivo das deformações estruturais reduzidas é que as cargas de serviço são substancialmente aumentadas pela acção de rigidificação das chapas coladas. Chapas emendadas, pré-fissuração antes da aplicação das chapas, espessura de cola variável e a presença de concentração de tensões no adesivo não tiveram qualquer efeito adverso no comportamento estrutural das vigas com chapas de aço coladas. Desde que se escolha a cola apropriada e as precauções indicadas na técnica de colagem, tanto a acção da viga como o comportamento compósito podem ser preservados até à rotura. As chapas coladas podem aumentar a capacidade à flexão última de 10% a 15% e isto pode ser previsto satisfatoriamente através dos procedimentos de dimensionamento actuais. Existe, contudo, uma limitação na espessura da chapa acima da qual ocorre rotura frágil por corte na aderência sem atingir a resistência à flexão total e assegurar a ductilidade. Dois critérios de dimensionamento são sugeridos para vigas com chapas de aço coladas para assegurar a capacidade à flexão total e a ductilidade na rotura: primeiro, a relação largura/espessura da chapa não deve ser inferior a 50; depois, a profundidade do eixo neutro não deve ser superior a 0,4 vezes a altura útil. Prova-se que esta técnica pode ser um método eficaz e económico de reforçar estruturas existentes.

Também Bresson apresentou um trabalho baseado em cinco séries de quatro ensaios realizadas com chapas de aço de diferentes espessuras [Bresson 1971]. Verificou que o aspecto das curvas de deformação obtidas a partir das medidas longitudinais sobre o aço é o de uma função exponencial como indica a teoria, a tensão de corte média aumenta com o aumento da espessura das chapas de aço, a tensão máxima de corte de rotura varia consoante o ensaio e decresce de forma exponencial ao longo do plano de colagem.

Jones *et al.* apresentaram um trabalho sobre colagem de chapas [Jones *et al.* 1995]. A informação presente neste trabalho foi recolhida de investigação publicada que foi realizada num período de 15 anos. Referem um trabalho experimental em que duas séries de vigas, URB (sub-dimensionadas) e ORB (sobre-dimensionadas) foram usadas para investigar a influência da espessura da chapa. A secção base e a largura da chapa foram mantidas constantes. Todas as chapas foram coladas à face traccionada das vigas (à excepção da viga ORB3 onde uma chapa de compressão foi usada). Da série URB foram feitas as seguintes observações: As deformações são reduzidas com o aumento da espessura da chapa. Isto era da ordem dos 30% a 40% entre as vigas URB1 e URB2 e era maior à medida que a espessura da chapa aumentava. Contudo para as vigas URB3, 4 e 5 e para cargas de serviço as diferenças eram pequenas. As larguras de fendas indicam uma redução até 50% entre as vigas URB1 e 2 e maiores reduções para as vigas URB3, 4 e 5. As diferenças entre as vigas com chapas coladas para cargas de serviço foram pequenas sugerindo uma ligação entre deformação e fissuração. Garantindo que a chapa não entra em cedência para cargas de serviço pode-se atingir um alto grau de controlo de fissuração. Um aumento da resistência à flexão foi obtido com chapas mais espessas, tendo o maior aumento sido obtido com a viga URB4 - 105%. Esta viga contudo teve uma rotura súbita por separação da chapa o que é indesejável na prática. O comportamento da viga URB3 foi bastante melhor (maior ductilidade com cedência eventual da chapa) e também atingiu 96% de aumento na resistência. A relação largura/espessura da chapa da viga URB3 era 27. Para a série ORB os resultados podem ser resumidos em: A chapa à tracção atingiu uma redução na deformação de 40% mas a mesma chapa adicionada à face à compressão produz apenas 30% de redução. A chapa à tracção produziu uma redução de 60% na largura das fendas mas a chapa à compressão não teve praticamente qualquer efeito. Foi conseguido um aumento de 44% na resistência com a chapa à tracção mas a rotura foi súbita e com separação da chapa. A chapa à compressão produziu 22% de aumento na resistência antes de ter instabilizado e ter-se destacado. Os autores também referem um estudo relativo à utilização de várias chapas concluindo que a utilização de sistemas com chapas emendadas ou sistemas multi-chapas não são piores do que sistemas equivalentes só com uma chapa. Os autores indicam ainda um estudo relativo à espessura da cola. Os efeitos no comportamento são sumariados a seguir: a espessura da cola teve um efeito muito pequeno na deformação, na fissuração, na resistência ou na rigidez das vigas. Quaisquer ligeiras diferenças com a espessura da cola são provavelmente atribuíveis ao ligeiro aumento do braço da chapa. Quanto à rigidez da cola,

os autores referem um trabalho em que foram estudadas duas colas, A e B, com módulos de elasticidade de $9,9 \text{ kN/mm}^2$ e $0,92 \text{ kN/mm}^2$ respectivamente. Estes valores representam o intervalo normal das colas usadas neste tipo de trabalhos. As conclusões foram as seguintes: Verificou-se que a cola mais rígida deu deformações menores. A largura de fendas média para cargas de serviço foi grandemente reduzida quando a cola mais rígida foi usada. A cola menos rígida deu uma carga última marginalmente superior e uma ductilidade ligeiramente melhor. Este melhoramento foi atribuído ao efeito benéfico da cola mais "soft" nas zonas de ancoragem sujeitas a altas tensões, sendo a separação da chapa retardada por deformação ao corte e redistribuição de tensões na camada de cola. Os autores referem ainda os resultados de um trabalho sobre o efeito da pré-fissuração e do pré-carregamento no comportamento de vigas com chapas coladas. As conclusões são as seguintes: A pré-fissuração parece não ter nenhum efeito negativo nas deformações das vigas com chapas coladas. De facto, nestes testes as deformações foram reduzidas para cargas elevadas. A colagem de chapas para cargas aplicadas constantes conduz a deformações ligeiramente superiores que são tanto maiores quanto maior for o nível de pré-carregamento. Isto reflecte o facto de que algumas deformações são induzidas pelo pré-carregamento. A largura de fendas para as vigas pré-fissuradas e não fissuradas mas não carregadas é praticamente a mesma. A colagem de chapas sob carga aplicada conduz a maior largura de fendas uma vez que estas estão dependentes da secção sem chapa e também incluem algum efeito de fluência durante a cura da cola. A pré-fissuração isoladamente tem pouco efeito na resistência última ou na ductilidade das vigas. A colagem de chapas sob a acção de cargas constantes tem pouco efeito na resistência mas melhora marginalmente a ductilidade. Os autores referem ainda um trabalho de investigação sobre a ancoragem das chapas. De facto, o problema principal que pode ocorrer com a colagem de chapas é a separação da chapa. Isto é causado por uma combinação de corte na interface e forças de arranque que atingem o seu pico junto às extremidades da chapa onde a transição de secção com chapa e sem chapa tem lugar. Uma série de métodos para evitar a separação da chapa são indicados: relações largura/espessura das chapas, interrupção das chapas, parafusos de ancoragem e chapas de ancoragem. Relativamente ao método dos parafusos de ancoragem os autores referem que não têm qualquer efeito antes de o betão acima da chapa ter começado a fissurar, que a rotura súbita por separação da chapa é evitada e que um aumento na resistência de cerca de 15% é atingido sobre uma viga semelhante sem parafusos além de se ter uma ductilidade altamente melhorada. Relativamente ao método das chapas de ancoragem dizem os autores que ajuda a reduzir os efeitos tanto do destacamento do betão como das forças de corte na interface. Nestes testes um aumento de 55% na resistência foi conseguido comparando com a viga não ancorada e um considerável aumento na ductilidade também foi produzido.

Hamoush e Ahmad apresentam um trabalho sobre ensaios estáticos de vigas de betão reforçadas com chapas de aço [Hamoush e Ahmad 1990b]. O objecto de estudo deste trabalho foi focado em vigas "open sandwich" carregadas simetricamente de forma monotónica. Os parâmetros estudados

incluem a espessura da chapa de aço, o comprimento e a localização da fenda da interface e o efeito da preparação da superfície da chapa de aço. Duas localizações da fenda da interface foram investigadas, a interface betão-resina epóxida e a interface aço-resina epóxida. As conclusões a que os autores chegaram são a seguir descritas: (1) quando não ocorre descolamento o comportamento de uma viga "open sandwich" é semelhante ao de uma viga de betão simplesmente armada, (2) o caso com uma fenda entre o aço e a resina epóxida é mais crítico do que o caso quando a fenda interfacial ocorre entre a resina epóxida e o betão, (3) a carga de rotura e o modo de rotura são dependentes do grau de preparação da superfície da chapa de aço e (4) quando ocorre descolamento da interface antes da cedência, a mecânica da fractura linear parece ser indicada para estimar a carga de rotura.

Uma análise aproximada de concentrações de tensões normal e de corte na camada adesiva de vigas de betão armado com chapas coladas é apresentada por Roberts [Roberts 1989]. O procedimento aproximado desenvolvido apresentou correlações satisfatórias com a informação de ensaios disponível e com soluções analíticas rigorosas baseadas na teoria da interacção parcial. O autor afirma que, com base na distribuição de tensões prevista, deve ser possível estabelecer critérios de rotura simples e práticos para rotura da colagem e rotura do betão adesivo ou adjacente devido a combinação de corte e tensão directa.

Jones *et al.* apresentam um trabalho sobre separação e ancoragem de chapas de aço coladas com resina epóxida a vigas de betão armado [Jones *et al.* 1988]. Para este estudo foram produzidas sete vigas rectangulares de betão armado reforçadas com chapas de aço coladas com resina epóxida com o objectivo de investigar o problema de rotura súbita por separação da chapa. As conclusões a que os autores chegaram são as seguintes: (1) as análises teóricas indicam que a separação da chapa é devida a altas tensões locais na aderência da interface e a forças de arranque nas extremidades da chapa; (2) a análise também sugere que a separação da chapa é provável mesmo que chapas grossas sejam adelgadas ou sejam usadas várias chapas com interrupções; (3) a pormenorização da ancoragem tem um efeito considerável na resistência última e no modo de rotura. O benefício, comparado com a viga com chapa de espessura constante, conseguido através do uso de adelgaçamentos ou sistemas múltiplos é pequeno. Separação súbita da chapa também ocorreu apenas para cargas ligeiramente superiores e, comparando com a viga sem chapa, foram obtidas reduções na resistência. O uso de parafusos não evitou o descolamento mas a separação total da chapa foi evitada e aumentos na resistência de 8% relativamente à viga sem chapa foram atingidos. As chapas de ancoragem coladas foram mais eficazes produzindo a cedência da chapa à tracção e atingindo as resistências teóricas totais, 35% acima da viga sem chapa; (4) a pormenorização da ancoragem não teve efeito no comportamento em termos de deformações para cargas de serviço. Todas as vigas com chapas se comportaram da mesma maneira com valores da rigidez equivalentes às secções fissuradas com chapas e cerca de 60% superiores à da viga sem chapas; (5) a ductilidade das vigas perto da carga última foi afectada pela pormenorização da

ancoragem. As vigas com chapas sem ancoragem entraram em colapso súbito com pequena ou nenhuma ductilidade. As vigas com chapa ancorada com parafusos ou chapas de ancoragem tiveram valores de ductilidade no mínimo semelhantes aos da viga sem chapas; (6) a taxa de extensão na chapa na zona de ancoragem aumentou com a redução da espessura da chapa. A interrupção das chapas teve um efeito considerável nas extensões na chapa interior na região perto da interrupção; (7) foram produzidas tensões de aderência muito elevadas na zona das ancoragens perto das extremidades das chapas. As tensões teóricas baseadas na teoria elástica simples não deram resultados consistentes com os valores medidos. Contudo o factor 2,0 na tensão obtida na espessura não reduzida da chapa dá uma estimativa razoável do valor máximo; (8) chapas de ancoragem coladas apresentam melhor comportamento do que chapas espessas mas investigação mais detalhada sobre este mecanismo é necessária.

O efeito da colagem de chapas de aço no reforço de vigas de betão armado danificadas foi analisado por Swamy *et al.* [Swamy *et al.* 1989]. Vigas de betão armado foram estruturalmente danificadas por carregamento até 70% da sua resistência à flexão última tendo sido seguidamente reforçadas através da colagem de chapas de aço para duas condições. No primeiro caso efectuou-se a descarga da viga antes de proceder à colagem das chapas de aço. No segundo caso a colagem das chapas de aço foi efectuada com a viga sujeita ao carregamento aplicado. As conclusões a que os autores chegaram são as a seguir indicadas: (1) Os adesivos de resina epóxida podem assegurar acção compósita total de vigas de betão armado estruturalmente danificadas através da colagem de chapas de aço resultando em rigidez e resistência aumentadas para as vigas reforçadas; (2) Um sistema flexível assegurará que a camada de resina epóxida não fissure antes da rotura e portanto actua não apenas como um agente transferidor de tensões mas também como um participante total na resistência estrutural do sistema compósito; (3) O reforço de vigas severamente danificadas, que foram carregadas até 70% da sua resistência última e às quais se colou as chapas de aço depois de descarregadas, não teve efeito adverso no comportamento à flexão das vigas reforçadas. A restrição conferida pelas chapas nas fissuras existentes foi, porém, mais pronunciada quando a carga foi aumentada para além do valor do carregamento original; (4) As vigas danificadas, reforçadas enquanto sujeitas ao elevado carregamento aplicado, apresentaram deformações e larguras de fissuras ligeiramente superiores às da viga de controlo com chapas de aço coladas sem danificação prévia. Mas apesar dos aumentos das deformações de fluência durante a cura da resina epóxida, estas deformações e larguras de fendas foram inferiores às das vigas de controlo sem chapas coladas. Portanto, colar chapas de aço em vigas severamente danificadas carregadas é estruturalmente eficiente e pode restaurar um elemento estrutural para condições de rigidez e resistência superiores às da viga original não danificada; (5) A extensão de cedência e as propriedades plásticas das chapas devem ser escolhidas para permitir o aproveitamento total das chapas adicionadas, mesmo que elas se tornem activas apenas para além das pré-cargas aplicadas quando o reforço é aplicado sob carga; (6) Para além do previsível aumento na rigidez e na

resistência, as chapas de aço são capazes de restringir o alargamento livre de fendas de tracção e permitir uma elevada transferência de tensões entre fissuras resultando num comportamento melhorado do betão na zona traccionada. Logo, é possível obter uma rigidez global mais alta reforçando até vigas danificadas confrontando com a armadura convencional dimensionada para atingir a mesma performance.

Também Hussain *et al.* apresentaram um trabalho sobre o comportamento à flexão de vigas de betão armado pré-fissuradas reforçadas externamente com chapas de aço [Hussain *et al.* 1995]. Foram construídas oito vigas sub-dimensionadas com uma percentagem de armadura $\rho = 0,0096$. Todos os modelos foram carregados até 85% do nível de carga última equivalente a 10mm de flecha central. Tanto a carga como a descarga foram efectuadas a 1mm/min. Um valor médio de 5,5mm de flecha residual verificou-se na descarga. A base das vigas danificadas foram tratadas com jacto de areia seguido de jacto de água para remover a poeira. As chapas de aço também foram tratadas com jacto de areia para remover a camada oxidada e aumentar a rugosidade da superfície para assegurar uma adesão adequada. As chapas de aço tinham 1100mm de comprimento e 100mm de largura e espessura variando entre 1,00mm e 3,00mm. Foi usada uma resina epóxida de dois componentes para colar as chapas às vigas. A espessura média da cola foi de 1,5mm mantida em todas as vigas através de espaçadores de aço. Em algumas vigas uma ancoragem de extremidade foi realizada através de parafuso de ancoragem que foram instalados após o endurecimento da cola. As conclusões a que os autores chegaram são indicadas a seguir: (1) as vigas de betão armado pré-carregadas até 85% da sua capacidade última podem ser reparadas eficazmente através da técnica de colagem de chapas de aço desde que estas tenham as dimensões indicadas. Existe uma espessura óptima para a qual o melhoramento da resistência é máximo. As ancoragens nas extremidades das chapas coladas têm um efeito marginal no melhoramento da resistência última. (2) a ductilidade das vigas reparadas diminui à medida que a espessura das chapas aumenta. As ancoragens das extremidades das chapas coladas melhoram a ductilidade mas a percentagem do melhoramento diminui com o aumento da espessura das chapas. (3) ao aumentar a espessura da chapa colada o modo de rotura das vigas reparadas muda de flexão pura para rotura frágil. A rotura frágil é devida a destacamento do betão no vão de corte para cargas inferiores às calculadas com base na fórmula de resistência ao corte do ACI code. As ancoragens de extremidade das chapas coladas não conseguem evitar a rotura prematura das vigas. (4) como directrizes de dimensionamento foi sugerido que a viga fosse reparada de tal forma que o corte máximo e as tensões de arrancamento na interface não excedessem os valores limites do corte e das tensões de arrancamento para as quais ocorre destacamento do betão.

A capacidade de carga ao corte de juntas coladas aço-betão foi analisada por Muravljev e Krasulja tendo desenvolvido modelos físicos e numéricos [Muravljev e Krasulja 1994]. Foram considerados dois tipos de modelos nos quais a capacidade de carga ao corte e a distribuição de tensões foram testadas. Para os testes de juntas aço-betão é necessário realizar modelos físicos que possam

providenciar um entendimento do comportamento real de materiais colados quando são usados em estruturas. Foram comparados os resultados de tensões medidas no aço com os valores calculados usando o método numérico dos elementos finitos. Essas comparações foram feitas no domínio do comportamento linear da junta na qual os valores calculados e os valores medidos apresentaram uma boa correspondência. Contudo, como ao aumentar a carga acima da resistência real dos materiais colados (particularmente a resistência à tracção do betão) ocorre o colapso gradual da junta, os valores numéricos obtidos no cálculo de elementos finitos devem ser considerados apenas aproximados. As extensões no betão e na camada de adesivo na junta não podem ser facilmente medidos, assim a distribuição de tensões nestes materiais na área da junta deve ser determinada por uma análise de elementos finitos usando parâmetros de não-linearidade material. Ao efectuar isso, o efeito de contacto e os fenómenos de acção quase como conector dos agregados deve também ser analisado. Estes podem afectar significativamente a resistência ao corte última. Modelos de corte específicos foram dimensionados para ter em conta estes efeitos. Investigações demonstraram que a aplicação de aditivos apropriados podem modificar efectivamente as propriedades básicas dos adesivos à base de resinas epóxicas nos estados fresco e endurecido particularmente quando são usadas resinas de baixa viscosidade. Os resultados dos testes apresentam alguma dispersão na capacidade final de resistência ao corte das juntas coladas o que pode ser uma consequência do tipo de modelo testado e as disposições do ensaio. Deve-se realçar o facto de as chapas de aço nos modelos de corte estarem coladas de ambos os lados do betão. A eficiência da colagem bem como a distribuição de tensões numa junta destas não correspondem completamente ao estado real de tensões que pode existir numa estrutura. A seguinte conclusão pode ser tirada acerca da distribuição de tensões em juntas coladas. Uma concentração local elevada de tensões de tracção ocorre em locais onde a extensão é transferida para a cola (junta). A tensão decresce ao longo da junta. Esta tensão pode conduzir à fractura das partes de betão do modelo e à perda de estabilidade e simetria do modelo. Este fenómeno pode ser desfavorável especialmente para o modelo de corte. Tensões de compressão locais elevadas também podem aparecer na área de suporte onde a força de corte é transferida para o modelo. Os modelos numéricos usados neste estudo mostram que os problemas da colagem aço-betão podem ser eficazmente tratados através do método dos elementos finitos. Para uma análise mais rigorosa o comportamento não-linear do betão e do material da junta devem ser considerados. Estes modelos fornecem um conhecimento da distribuição de tensões no material de colagem e no betão em locais onde é praticamente impossível medir deformações.

Também Hamoush e Ahmad desenvolveram um modelo analítico que utiliza o método dos elementos finitos e a teoria da mecânica da fractura linear para estudar o comportamento de vigas de betão armado reforçadas por colagem de chapas de aço [Hamoush e Ahmad 1990a]. No trabalho apresentado, os autores abordam vigas "open sandwich" (vigas de betão armado com uma chapa de aço colada na face traccionada) simetricamente carregadas. O modelo analítico só tem em conta cargas monotónicas e cíclicas. O modelo analítico foi usado primeiramente para prever a carga de

separação ou de descolamento da chapa de aço de uma viga "open sandwich" ensaiada até à rotura para carga monotónica. Seguidamente efectuou-se um estudo paramétrico com as variáveis que influenciam o comportamento do tipo de vigas em análise de que são exemplo (1) o efeito de fissuras à flexão verticais no betão e a fenda na interface entre a chapa de aço e a camada de resina epóxida e (2) a espessura da camada de resina epóxida e a posição da carga externa devido às alterações na energia libertada e factores de intensidade de tensões. Baseando-se nos resultados deste estudo os autores concluem: (1) para vigas de betão armado não danificadas, a percentagem de libertação de energia de extensão para uma fenda na interface entre a chapa de aço e a camada adesiva é desprezável e a viga de betão armado reforçada por colagem de chapa de aço tem uma carga de descolamento da interface elevada, (2) a percentagem de libertação de energia de extensão atinge um valor máximo quando o comprimento da fenda da interface é aproximadamente igual ao comprimento das fendas de flexão, (3) a existência de um largo número de fendas à flexão (maior que cinco) liberta a tensão de corte na interface e isso conduz a uma redução na percentagem de libertação de energia de extensão e nos factores de intensidade de tensão e (4) para a espessura do adesivo estudado ($2,54\text{mm} < t < 6,35\text{mm}$) não há efeito notório na percentagem de libertação de energia de extensão nem nos factores de intensidade de tensão.

O comportamento de vigas de betão não armado, vigas de betão com armaduras exteriores coladas, vigas de betão armadas da forma clássica e vigas de betão armado reforçadas com armaduras exteriores coladas é comparado por Vuksanovic e Stanivukovic [Vuksanovic e Stanivukovic 1986]. Dos resultados das vigas com a armadura exterior colada e dos resultados das vigas com a armadura clássica conclui-se que o momento de rotura das primeiras é cerca de 15% inferior mas que o momento aquando da aparição da primeira fissura é cerca de 36% superior. Os autores referem que para o caso das vigas com armadura exterior colada o perigo reside na aparição de uma rotura frágil sendo a diferença entre o momento de rotura e o momento de aparição das primeiras fissuras bastante pequena. Da comparação dos resultados das vigas armadas de forma clássica com os resultados das vigas reforçadas com armadura exterior colada cuja área é aproximadamente a área da armadura clássica, constata-se um aumento da ordem dos 85% do momento correspondente à aparição das primeiras fissuras e um aumento do momento de rotura de cerca de 75% sem perigo da aparição de uma rotura frágil. Os autores alertam para a importância do estudo da influência da corrosão das chapas de aço e o estudo da influência da temperatura no comportamento das resinas epóxidas.

O controlo da fissuração em vigas de betão armado através da colagem com resina epóxida de chapas de aço também é abordado por Jones *et al.* [Jones *et al.* 1986]. As variáveis estudadas neste projecto incluem a espessura da chapa, a espessura da cola, chapas em diferentes camadas e chapas emendadas. Foi usada uma série de vinte e quatro vigas nos testes. Os resultados de largura de fendas, espaçamento e altura foram analisados estatisticamente. Da série completa de resultados conclui-se que: (1) a propagação das fissuras para além da face tracionada foi retardada; (2) a

altura das fissuras foi reduzida e a relação média entre a altura experimental e a altura teórica foi 0,66 num intervalo entre 0,60 e 0,72; (3) o número de fissuras desenvolvidas e o espaçamento médio último dessas fissuras foram relativamente insensíveis à aplicação das chapas; (4) para o mesmo nível de carga a largura média das fissuras foram consideravelmente reduzidas com a colagem das chapas; (5) foram feitas propostas para o cálculo da largura média das fissuras; (6) para o mesmo nível de carga a largura máxima das fissuras foi consideravelmente reduzida com a colagem das chapas. Vigas com uma chapa ou várias chapas comparadas com a viga sem chapas tiveram reduções que variaram entre 45% a 58%. Onde foram usadas chapas emendadas o valor máximo da largura das fissuras foi em média 33% superior ao das vigas semelhantes sem emenda das chapas. Para as vigas pré-carregadas as reduções comparadas com a viga sem chapas estiveram no intervalo 17% a 42%; (7) uma análise estatística foi usada para obter uma relação entre a largura média e máxima das fissuras; (8) a tensão de tracção efectiva média no betão na zona de tracções foi consideravelmente superior que $1N/mm^2$ sugerido para o betão armado convencional. O valor desta tensão aumenta tanto com a área da chapa como com a espessura da cola, tendo sido obtido o valor de $6,4N/mm^2$ para uma chapa de $6mm$ e uma espessura de $6mm$ da camada de cola.

Ziraba *et al.* apresentam um trabalho sobre directrizes com vista ao dimensionamento de vigas de betão armado com chapas externas [Ziraba *et al.* 1994]. Com base em resultados numéricos e estudos experimentais as directrizes de dimensionamento são estabelecidas por interpretação dos modos de rotura principais para vigas com chapas de aço incluindo (1) flexão, (2) separação da interface e (3) destacamento do recobrimento. Os autores apresentam novas expressões para picos de corte na interface e tensões de arrancamento bem como equações para prever a resistência ao corte de vigas de betão armado com chapas coladas. É recomendado que o dimensionamento assegure um modo de rotura dúctil em condições últimas, i.e., a capacidade ao corte deve ser superior à capacidade à flexão para evitar a rotura por destacamento do recobrimento de betão. A menos que as condições indiquem o contrário, é imperativo que a armadura ao corte externa seja providenciada na forma de encamisamento na região do vão de corte para eliminar a rotura por destacamento de betão e assegurar a rotura à flexão com acompanhamento do esmagamento do betão na zona das compressões.

Existem diversos trabalhos publicados sobre operações de reforço de pontes de betão armado por colagem de chapas de aço. Bresson apresenta, em 1972, um trabalho sobre colagem de armaduras como reforço de uma passagem inferior [Bresson 1972]. O autor considera a aplicação mais importante até à data do reforço de uma estrutura em betão armado através da técnica de colagem de armaduras. Verificou-se que uma das vigas da ponte apresentava grandes deformações atribuídas a fadiga. Além disso a ponte estava inicialmente prevista para três faixas de rodagem tendo na realidade quatro. Estas duas razões levaram à necessidade de efectuar o reforço da ponte. Após a operação de reforço, foram realizados diversos ensaios de carga para confrontar os valores medidos com as hipóteses de cálculo. Foram utilizados oito camiões em seis situações de carga

representativas dos esforços máximos de corte nos apoios, momentos flectores máximos a meio vão e momentos flectores máximos nos apoios. Verificou-se que as flechas medidas eram menos importantes do que as flechas calculadas, o que prova um bom comportamento da estrutura sob a acção das sobrecargas. As medidas das deformações permitiram constatar que as armaduras de reforço estavam sujeitas a um estado de tensão mais baixo do que o previsto no cálculo do reforço.

Rybak apresenta um artigo sobre o reforço de pontes por colagem de armaduras em que refere que esta técnica foi usada na reconstrução de várias pontes na Polónia [Rybak 1983]. A necessidade de reforço do viaduto ferroviário abordado neste artigo não se deve a nenhum erro de projecto nem à falta de qualidade do betão mas a um erro de execução. As armaduras longitudinais e transversais foram trocadas. Decidiu-se reforçar a construção por colagem de armaduras na superfície inferior da laje. As chapas foram preparadas com jacto de areia e cobertas com um primário de resina epóxida para as proteger da corrosão. O espaço sob a laje foi isolado e a sua temperatura mantida entre os 15°C e os 20°C por aquecimento. A primeira operação consistiu em elevar a laje para fechar as fissuras directamente após estas terem sido preenchidas com resina epóxida líquida. A operação seguinte consistiu na colagem das chapas de aço sobre a superfície inferior da laje as quais foram mantidas comprimidas. O reforço descrito no artigo foi efectuado em 1971 e até à data do artigo (1983) foi utilizado sem limitações.

Ranisch e Rostasy apresentam um trabalho sobre a redução da fadiga de agrupamentos de cabos de pré-esforço em pontes por colagem de chapas de aço [Ranisch e Rostasy 1986]. As juntas de muitas pontes com elementos pré-fabricados estão fissuradas. As tensões de fadiga do aço pré-esforçado nas juntas onde todos os cabos estão agrupados aumentaram marcadamente. Para prevenir a rotura prematura por fadiga torna-se necessário reforçar as juntas. A injeção de fissuras com resina epóxida não provou ser uma medida suficiente em todas as pontes. As tensões de fadiga podem ser reduzidas com fiabilidade por adição de chapas de aço coladas ao betão com adesivos de resina epóxida adequados. A primeira aplicação com sucesso na Alemanha desta técnica de reforço foi a ponte Sterbecke em Westphalia-Lippe perto de Dortmund em 1981. Vários ensaios de carga foram realizados nessa ponte antes e depois de executado o reforço. Estes testes foram realizados durante as primeiras horas da manhã porque não havia nessa altura gradiente de temperatura ao longo da secção transversal e consequentemente não havia restrição térmica. Os testes foram realizados com três camiões de brita pesando cada um 22 toneladas. Foram medidas as variações de largura das fendas na junta e das tensões no aço. A máxima diferença de tensões no aço era de 45N/mm^2 antes do reforço e reduziu-se para 10N/mm^2 após o reforço. Para os autores esta redução prova de forma convincente a eficácia deste método de reparação.

A4. COLAGEM DE COMPÓSITOS DE FIBRAS

A diferença desta técnica relativamente à técnica por colagem de chapas de aço reside na diferença entre os materiais aço e plástico reforçado com fibras (FRP). Saadatmanesh e Ehsani apresentaram um artigo em que abordam este tema [Saadatmanesh e Ehsani 1990]. Relativamente às propriedades mecânicas dos FRP os autores fazem referência ao módulo de elasticidade das placas de plástico reforçado com fibras de vidro (GFRP) que é cerca de um quinto do módulo de elasticidade do aço. Outras fibras como o kevlar ou a grafite podem ser usadas em substituição para alcançar rigidez e resistência significativamente mais elevadas no produto composto mas o custo desses materiais é actualmente substancialmente elevado relativamente ao do GFRP. Os autores referem que o preço das placas de GFRP é mais elevado que o das chapas de aço mas, como a densidade é inferior, o preço total das placas é equivalente. A resistência à corrosão, o peso reduzido e o baixo custo de manutenção são, na opinião dos autores, factores que contribuem a curto e longo prazos para minorar os custos da solução GFRP relativamente ao aço.

Saadatmanesh e Ehsani realizaram ensaios estáticos de cinco vigas de betão armado reforçadas com placas de GFRP coladas com resina epóxida para estudar a sua viabilidade como técnica de reforço [Saadatmanesh e Ehsani 1990]. A resistência última de vigas reforçadas pode ser prevista de duas maneiras dependendo do modo de rotura. Se não forem usados parafusos, isto é, se as placas estiverem apenas coladas com resina epóxida, a rotura das vigas ocorrerá ou por rotura da placa (cedência da chapa de aço ou rotura da placa de FRP) ou por rotura da camada de betão entre a placa e o aço da armadura longitudinal. As conclusões realçadas neste artigo são as seguintes. O reforço de vigas de betão armado com placas de GFRP coladas com resina epóxida parece ser uma maneira fiável de aumentar a capacidade de carga de pontes existentes. A resistência à flexão e a rigidez das vigas de betão armado podem ser aumentadas por colagem de placas de GFRP ao banzo traccionado e o comportamento de vigas reforçadas desta maneira é muito semelhante ao comportamento de vigas reforçadas com chapas de aço. As placas de GFRP têm a vantagem relativamente às chapas de aço de eliminar a probabilidade de rotura na aderência como resultado

da corrosão. A escolha da resina epóxida indicada é muito importante no sucesso desta técnica de reforço. A resina epóxida deve ser suficientemente dura para prevenir a rotura frágil da aderência como resultado da fissuração do betão. As resinas epóxidas endurecidas com borracha são particularmente indicadas para esta aplicação. Os autores alertam que, para esta técnica poder ser aplicada na prática, devem ser estudados previamente alguns problemas dos quais salientam o comportamento a longo prazo da aderência na interface betão-placa incluindo os efeitos da fadiga e condições ambiente adversas.

An *et al.* publicaram um artigo sobre vigas de betão armado reforçadas com placas de GFRP [An *et al.* 1991]. Os objectivos deste trabalho foram: apresentar modelos analíticos que permitam prever as tensões e deformações em vigas de betão reforçadas com placas de fibras compósitas coladas com resina epóxida na região elástica e na região inelástica; investigar os efeitos das variáveis de dimensionamento como a percentagem de armadura, a resistência à compressão do betão, a área da placa e a rigidez da placa no momento de cedência e no momento último de vigas reforçadas. As conclusões a que os autores chegaram são indicadas a seguir. Os modelos analíticos baseados na compatibilidade de deformações e equilíbrio de forças representam com aproximação razoável o comportamento de vigas de betão armado reforçadas exteriormente com placas de fibras compósitas coladas com resina epóxida quando uma cola dura é utilizada para assegurar a transferência da força da placa compósita para a viga de betão. A placa compósita colada na face traccionada da viga aumenta a rigidez, o momento de cedência e o momento último da viga e reduz a curvatura na rotura. Os resultados do estudo paramétrico indicam que a técnica de reforço de vigas existentes de betão armado com placas compósitas coladas com resina epóxida é particularmente eficaz em vigas com uma percentagem de armadura relativamente baixa. O aumento da resistência à compressão do betão não aumenta apreciavelmente o momento último da viga sem colagem de placas compósitas. Contudo em combinação com a colagem de placas compósitas, o aumento da resistência à compressão do betão aumenta o momento último da secção. Devido ao comportamento elástico até à rotura das placas compósitas e à fraca ductilidade da placa e do betão, a rotura pode ser atingida como resultado da rotura da placa, esmagamento do betão à compressão ou rotura da camada de betão entre a placa e as armaduras da viga. Este último caso, na opinião dos autores, deve ser investigado para desenvolver uma abordagem racional para prever a carga que causa este tipo de rotura.

Al-Sulaimani *et al.* apresentaram um trabalho sobre reparação ao corte de vigas de betão armado também por colagem de placas de GFRP [Al-Sulaimani *et al.* 1994]. O programa de ensaios conduzido pelos autores consistia em dezasseis vigas de betão armado, de secção transversal quadrada de 150mm de lado e 1250mm de comprimento com uma capacidade à flexão de cerca de 1,5 vezes a capacidade ao corte. A rotura por corte era o modo de rotura dominante. Antes da reparação as vigas foram danificadas até um nível pré-determinado que se definiu como sendo o correspondente à primeira fissura por corte. A carga era então removida e as vigas reparadas. Foram usadas placas

de GFRP com 3mm de espessura como armadura exterior de flexão e corte. O GFRP consistia de três camadas de fibras de vidro embebidas numa matriz plástica constituída por uma resina poliéster líquida. Três amostras do GFRP foram submetidas a ensaios uniaxiais de tracção de acordo com a ASTM E8. O material apresentou um comportamento linear elástico até à rotura com uma resistência última de 200MPa. Uma cola comercial de resina epóxida de dois componentes foi usada para colar as placas de fibra de vidro ao betão. Para avaliar a resistência da aderência na interface entre o betão e a placa colada foram ensaiados três provetes à tracção tendo-se obtido uma resistência ao corte na interface média de 3,5MPa. As vigas foram divididas em 4 grupos principais de acordo com o esquema de reparação: Grupo C - vigas de controlo sem reparação, Grupo S - vigas reparadas ao corte com tiras, Grupo W - vigas reparadas com placas contínuas nas faces laterais e Grupo J - vigas reparadas com encamisamentos em forma de U. Cada grupo foi dividido em dois subgrupos: Subgrupo O - vigas sem reparação à flexão e Subgrupo P - vigas reparadas à flexão por colagem de placas de 3mm na face inferior. Após a reparação, todas as vigas foram ensaiadas como simplesmente apoiadas sob a acção de duas cargas concentradas simétricas. O modo de rotura das vigas dos Grupos C, S e W foi principalmente resultado de fissuração diagonal por tracção - rotura por corte. As vigas CO e CP romperam por corte porque tinham sido dimensionadas nesse sentido. Para os grupos S e W houve aproximadamente um aumento de 25% a 30% na capacidade ao corte mas o modo de rotura foi também por corte uma vez que a sua capacidade à flexão ainda era superior à sua capacidade ao corte melhorada. As vigas do Grupo J desenvolveram a sua resistência à flexão total e exibiram um modo de rotura dúctil por flexão. Nenhuma das vigas com placas à flexão dos Grupos C, S e W rompeu como resultado de separação das placas à flexão porque esse modo de rotura exigiria um nível mais elevado de força de corte do que o necessário no modo de rotura por corte. Os autores referem as seguintes conclusões: (1) o aumento da capacidade ao corte por FGFB (fiberglass plate bonding) é quase idêntico para as reparações por tiras ou por placas contínuas coladas nas faces laterais; (2) a rotura nos casos referidos no ponto anterior dá-se por arrancamento das placas que ocorre quando a tensão máxima de corte na base das tiras/placas contínuas atinge a resistência ao corte da interface; (3) a reparação por encamisamento é melhor do que as indicadas atrás, uma vez que os lados do encamisamento estão bem ancorados à base da viga pelo que não ocorre descolamento prematuro dos mesmos. Além disso a continuidade geométrica do encamisamento minimiza o efeito de concentração de tensões; (4) as vigas reparadas ao corte por tiras/placas contínuas, romperam por corte uma vez que o acréscimo de capacidade de corte não foi suficiente para transferir o modo de rotura para flexão. No entanto, a capacidade ao corte melhorada por encamisamento foi tão elevada que ocorreu rotura por flexão em ambos os Subgrupos JO e JP; (5) qualquer uma das técnicas de reparação restaurou a rigidez da viga a qual se tinha degradado durante a fase de carregamento anterior à reparação e (6) a reparação à flexão não tem efeito significativo na rigidez da fase de carregamento após reparação mas aumenta a capacidade à flexão das vigas facto aliás confirmado por estudos de outros investigadores.

Saadatmanesh e Ehsani publicaram um artigo sobre um trabalho experimental com vigas de betão armado reforçadas com placas de GFRP [Saadatmanesh e Ehsani 1991]. O programa experimental dos autores consistiu em ensaiar estaticamente cinco vigas rectangulares e uma viga em T. As conclusões referidas são as seguintes. Consegue-se atingir um significativo aumento de resistência à flexão colando placas de GFRP à face traccionada de vigas de betão armado. O incremento da resistência à flexão última foi mais significativo em vigas com relações baixas de armadura. Verificou-se uma diminuição do tamanho das fissuras nas vigas para todos os níveis de carga. Verificou-se uma redução da ductilidade da viga. Esta diminuição da ductilidade varia com a ductilidade da viga original e deve ser considerada no dimensionamento. A comparação dos resultados medidos com os resultados analíticos baseados no equilíbrio de forças e na compatibilidade de deformações indica que o comportamento de vigas reforçadas pode ser previsto com razoável precisão. Os autores referem ainda a necessidade de realizar estudos analíticos e experimentais para estabelecer critérios para prever a carga limite que provoca a rotura da camada de betão entre as armaduras longitudinais da viga e as placas.

Sharif *et al.* apresentam um trabalho [Sharif *et al.* 1994] sobre o reforço de vigas de betão armado inicialmente carregadas usando placas de GFRP. Foram betonadas 10 vigas de betão armado de dimensões $150 \times 150 \times 1250 \text{ mm}^3$ com uma percentagem de armadura longitudinal principal seleccionada para assegurar comportamento sub-armado quando carregadas (a percentagem de armadura foi de 0,0098). As vigas estavam sobre-dimensionadas ao corte (>200%) para evitar rotura frágil por corte. A resistência à compressão média do betão foi de $37,7 \text{ MPa}$ e a tensão de cedência do aço das armaduras foi de 450 MPa . O GFRP consistia de três camadas de fibras de vidro embebidas numa matriz plástica. Os provetes testados deste material exibiram comportamento linear elástico até à rotura. A resistência última do GFRP foi de 170 MPa . Foi usada uma resina epóxida endurecida com borracha de dois componentes. Todas as vigas foram submetidas a um carregamento prévio que consistia de duas cargas concentradas aplicadas simetricamente. As vigas danificadas foram divididas em quatro categorias de acordo com o esquema de reparação escolhido. No Grupo A as vigas foram reparadas colando placas de GFRP à face inferior, tendo-se usado placas de 3, 2 e 1 mm de espessura. No Grupo B as placas coladas foram ancoradas nas extremidades através de parafusos de aço e foram usadas placas de 3 e 2 mm de espessura. No Grupo C seguiu-se uma reparação semelhante à do Grupo B mas colaram-se placas adicionais nas faces laterais nos troços sujeitos a corte. No Grupo D utilizou-se uma placa de GFRP especial fabricada de forma a que, nas extremidades, a placa não cobrisse apenas a face inferior mas também as faces laterais. A superfície do betão foi previamente submetida a um tratamento com jacto de areia seguido de uma limpeza com jacto de ar de forma a assegurar uma boa aderência entre a resina epóxida e a superfície do betão. A ancoragem das placas de GFRP à viga de betão através de parafusos de aço foi realizada executando orifícios tanto nas placas como na viga de betão. Os orifícios tinham uma profundidade de 75 mm e um diâmetro de 14 mm. As

placas foram limpas com água e postas a secar. Os orifícios foram preenchidos com a mesma resina epóxida usada para colar as placas. Os parafusos de aço de 12mm de diâmetro foram introduzidos nos orifícios e pressionados para obrigar a sair o excesso de cola. As conclusões a que os autores chegaram são as seguintes: (1) as tensões normal e de corte na extremidade da placa aumentam com o aumento da espessura das placas de GFRP conduzindo a rotura prematura por separação das placas e arrancamento do betão; (2) os parafusos de aço da ancoragem eliminaram a separação das placas na extremidade para placas de elevada espessura, contudo as vigas reparadas romperam devido a fissuras de tracção diagonal; (3) as placas de GFRP com encamisamento junto aos apoios providenciaram o melhor sistema de ancoragem para eliminar a separação das placas e a rotura por tracção diagonal e desenvolveram a resistência à flexão das vigas reparadas; (4) as vigas reparadas que desenvolveram a capacidade de flexão apresentaram ductilidade suficiente apesar da fragilidade das placas de FRP indicando eficácia das placas de GFRP para uso como reforço externo para vigas de betão armado danificadas ou sub-dimensionadas.

Para além dos plásticos reforçados com fibras de vidro (GFRP), utilizados nos trabalhos referidos anteriormente, outros materiais compósitos foram também utilizados em trabalhos de investigação. Triantafillou e Plevris apresentaram um estudo sobre reforço de vigas de betão armado com plásticos reforçados com fibras de carbono (CFRP) colados com resinas epóxidas [Triantafillou e Plevris 1992]. Foram construídas oito vigas de betão armado e ensaiadas para estudar o efeito da fracção de área de FRP no mecanismo de rotura, na capacidade de momento último e na rigidez do elemento reforçado. Sete das vigas foram reforçadas com placas de CFRP unidireccionais. Uma viga foi usada como elemento de controlo. O adesivo foi aplicado tanto na superfície das placas de CFRP como na superfície de betão. Primeiro aplicou-se uma resina epóxida de baixa viscosidade ao betão, depois aplicou-se uma resina epóxida de elevada viscosidade tanto ao betão como às placas de CFRP. Antes de aplicar a resina epóxida, a rugosidade da superfície de betão foi aumentada com uma escova metálica e tanto a superfície de betão como a das placas foram limpas. Das oito vigas ensaiadas uma rompeu por cedência excessiva do aço da armadura (viga de controlo), duas por cedência do aço e rotura pelo CFRP e cinco por descolamento devido a arrancamento do compósito. Em resumo, o comportamento das sete vigas reforçadas com CFRP foi superior ao da viga sem reforço de CFRP no que diz respeito a capacidade de momento de flexão e a rigidez. Os mecanismos de rotura dos elementos reforçados parecem ser mais catastróficos. As conclusões a que os autores chegaram são as seguintes. O reforço de vigas de betão armado com placas compósitas coladas exteriormente parece ser uma maneira eficaz de aumentar a capacidade de carga e as características de rigidez de estruturas existentes. O estudo apresentado focou-se em estabelecer um procedimento de análise sistemático para o comportamento à flexão a curto prazo de elementos reforçados com CFRP. Os mecanismos de rotura relevantes são: (a) cedência do aço-rotura do CFRP; (b) cedência do aço-esmagamento do betão; (c) rotura por compressão e (d) descolamento quer da interface entre o

betão e o CFRP quer da camada de betão entre as placas de compósito e a armadura de aço. Cada mecanismo de rotura foi descrito por expressões dando a carga de colapso. Os resultados limitados dos ensaios confirmam a análise e enfatizam a importância do papel da fissuração na delaminação das placas de compósito através de um mecanismo de arrancamento. Este mecanismo foi descrito através de um modelo simples resultando em previsões consistentes com os valores obtidos experimentalmente. Parece que o mecanismo de descolamento por arrancamento do CFRP limita a espessura das placas de compósito a um valor acima do qual ocorre rotura frágil sem se atingir a resistência à flexão total não assegurando a ductilidade. Os autores são de opinião que este assunto deve ser objecto de trabalhos de investigação posteriores e lembram que o sistema FRP-adesivo tem uma muito baixa resistência ao fogo a menos que a relação de materiais plásticos seja reduzida quer pelo uso de aditivos quer por modificação química das cadeias de polímeros.

Também Plevris *et al.* apresentaram um trabalho sobre reforço de elementos de betão armado com placas de CFRP [Plevris *et al.* 1995]. Este estudo teve três objectivos principais: (1) investigar as características estatísticas das variáveis de dimensionamento de vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP em flexão e examinar o efeito das variabilidades estatísticas na resistência do elemento à flexão; (2) desenvolver uma metodologia de dimensionamento procurando estabelecer factores de redução de resistência para uma dada probabilidade de rotura e (3) estudar o papel de cada uma das variáveis de dimensionamento na fiabilidade dos elementos reforçados. Os modelos analíticos apresentados são limitados em relação a arrancamento do CFRP e a corte nos modos de rotura do betão de forma que o campo de aplicabilidade está limitado a casos em que medidas especiais como o aperto dos laminados são tomadas para evitar os mecanismos mencionados. Das 10 propriedades geométricas e materiais consideradas, a resistência do betão, a extensão de rotura do CFRP e a fracção de área de CFRP são as propriedades que mais influenciam a variabilidade da resistência do elemento. Um dimensionamento baseado na fiabilidade foi estudado. Foram determinados dois factores de redução da resistência para atingir um índice de fiabilidade de cerca de 3 num largo espectro de condições de dimensionamento. A análise indica um factor de redução da resistência geral de 0,85 e um factor de redução parcial de 0,95 para a resistência do compósito de fibras. Na parte final do artigo é analisado o efeito de cada variável de dimensionamento na fiabilidade do sistema. Concluiu-se que, à excepção das dimensões da secção transversal, o comprimento do laminado e a extensão inicial, todas as outras variáveis têm um efeito importante na fiabilidade contra a rotura por flexão. Apesar do comportamento à flexão ser certamente a resposta dominante das vigas reforçadas com CFRP, os autores são de opinião que os procedimentos empregues sejam testados para efeitos de carga adicionais como o corte.

Chajes *et al.* apresentam um trabalho de investigação sobre reforço ao corte de vigas de betão armado usando telas de diferentes materiais compósitos aplicadas externamente [Chajes *et al.* 1995]. O trabalho experimental consistiu no ensaio de doze vigas em T dimensionadas à flexão de acordo

com os requisitos de ductilidade do ACI Code não tendo sido usada armadura transversal para assegurar a desejada rotura frágil por corte. Foram usadas telas de compósitos de fibras orientadas a 0 graus e a 90 graus igualmente distribuídas. Foram usadas telas de compósitos reforçados com fibras metálicas, fibras de vidro e fibras de grafite. Foi usado um adesivo de dois componentes de elevado módulo de elasticidade e elevada resistência. Antes de colar as telas às vigas em T, a superfície do betão foi preparada por abrasão mecânica até a camada de leitada superficial ser removida, seguida de jacto de ar para remover as partículas soltas. Depois das telas terem sido cortadas à medida, a resina epóxida de dois componentes foi preparada e aplicada às telas até se atingir uma espessura uniforme de aproximadamente $1/16in$. As telas foram então aplicadas às vigas e a resina epóxida em excesso foi removida. As telas foram aplicadas à parte inferior das vigas e às faces laterais. As telas foram cobertas de um filme e armazenadas em vácuo durante 24 horas. Das doze vigas ensaiadas, oito foram envolvidas com as telas de compósito coladas exteriormente com as direcções das fibras orientadas ao longo e perpendicularmente ao eixo longitudinal das mesmas. Além disso em duas vigas colaram-se telas de grafite com as direcções das fibras rodadas 45° relativamente ao eixo longitudinal da viga (i.e. fibras a 45graus e 135graus). Todas as vigas ensaiadas romperam por corte e as que foram reforçadas com telas de compósito coladas exteriormente romperam para uma carga significativamente maior do que as vigas não armadas. Tanto as vigas reforçadas como as não reforçadas tiveram um modo de rotura frágil por corte evidenciado pelo desenvolvimento de fissuras de tracção diagonal severas no vão de esforço transversal constante. As vigas não reforçadas exibiram inicialmente as esperadas fendas verticais de flexão na face traccionada seguidas da formação abrupta de largas fendas diagonais que conduziram à rotura. Para as vigas reforçadas as fendas surgiram para cargas mais elevadas do que para as vigas de controlo. Todas as vigas reforçadas exibiram rotura frágil por corte com fendas diagonais ocorrendo na mesma zona que nas vigas de controlo. As telas não descolaram antes da rotura em nenhum teste. As medições indicaram que as telas não chegaram a atingir a capacidade total à tracção. Todas as vigas reforçadas desenvolveram um incremento substancial na capacidade de carga última. Os aumentos de resistência atingiram os 60% a 150% relativamente às vigas de controlo. As conclusões a que os autores chegaram são as seguintes: Os testes efectuados neste estudo indicam que telas de compósitos reforçados com fibras metálicas, de vidro e grafite aplicadas externamente podem ser usadas para melhorar a capacidade ao corte de vigas de betão armado. Para as vigas testadas neste trabalho, as que foram reforçadas apresentaram aumentos da resistência última da ordem dos 60% a 150%. Para além disto, foi demonstrado que a orientação das fibras influencia a contribuição na resistência ao corte. Não ocorreu descolamento das telas do betão. Apresentaram-se ferramentas analíticas simples que podem ser usadas para cálculo aproximado da capacidade ao corte das telas compósitas. Os autores são de opinião que são necessários testes para avaliar a durabilidade de vigas de betão armado reforçadas com compósitos, tanto para ambientes agressivos como para cargas cíclicas para identificar as fibras e as colas mais indicadas.

Também Ritchie *et al.* apresentaram um trabalho sobre reforço de vigas de betão armado com placas de diferentes tipos de materiais compósitos [Ritchie *et al.* 1991]. Foram fabricadas dezasseis vigas para levar a cabo o programa de ensaios. As vigas foram sobre-dimensionadas ao corte para evitar roturas frágeis devido ao acréscimo de esforço transversal na viga reforçada. Foram usadas placas com as três fibras mais comuns: vidro, carbono e metálicas. Todas as placas foram ensaiadas à tracção longitudinal para determinar o módulo de elasticidade e a resistência última. Foram utilizados vários adesivos diferentes incluindo resinas epóxicas e acrílicas. Concluiu-se que uma resina epóxica endurecida com borracha era a mais indicada. Os testes realizados mostraram que com placas coladas o aumento de resistência foi realmente substancial. As vigas, porém, romperam não na região de momento máximo mas na extremidade das placas que tinham um comprimento inferior ao da viga. Para tentar mudar a localização e o modo de rotura bem como incrementar a resistência última das vigas quatro modificações foram tentadas. A primeira consistiu em ancorar as extremidades das placas usando cantoneiras de abas desiguais de fibra de vidro semelhante ao método usado por Jones, Swamy e Charif nos seus testes com chapas de aço. Isto conduziu a uma capacidade de carga superior mas o modo de rotura não foi alterado. O segundo consistiu em colar placas de FRP nos lados das vigas nas extremidades das placas e ligar estas à placa usando cantoneiras de fibra de vidro coladas. Este método também conduziu a uma capacidade de carga superior e mudou com sucesso o modo de rotura numa das vigas. Nas outras duas contudo a ligação entre as placas dos lados e a placa inferior rompeu e o modo de rotura não foi alterado. Um terceiro método tentado foi substituir a placa por um par de cantoneiras coladas ao longo da parte inferior da viga. O modo de rotura não se alterou. O quarto e último método alternativo ensaiado foi a extensão das placas até aos suportes. Este método teve muito sucesso no aumento da capacidade de carga e na mudança do modo de rotura de uma viga. Este método seria mais eficaz no caso em que a relação corte/momento fosse menor (por exemplo para vãos maiores). Foi feita uma simulação numérica em computador usando o método desenvolvido por Geymayer no seu estudo de vigas de betão armado com armaduras não-convencionais. O modelo matemático não foi completamente verificado devido à falta de roturas na região de momento constante mas, nas duas vigas com placas de FRP que romperam por flexão a diferença dos resultados foi da ordem dos 5%. A resistência de vigas com armadura de aço foi subestimada uma vez que o efeito do endurecimento não foi tido em conta. As conclusões a que os autores chegaram são as indicadas a seguir. Ficou demonstrado que placas coladas de plásticos reforçados com fibras são um método eficaz de aumentar a rigidez e a resistência de vigas de betão armado. Embora os custos do material sejam superiores aos do aço, o menor peso tem vantagens na instalação e a resistência à corrosão deve ser útil sob condições ambientais adversas. As vigas com placas coladas exteriormente também exibiram outro fenómeno desejável: a configuração das fissuras passou de várias fissuras muito espaçadas e de grande largura para mais fissuras menos espaçadas e de menores dimensões. Isto pode ser vantajoso para estado limite de serviço da estrutura. Como todas as placas de FRP usadas demonstraram comportamento frágil e não mostraram o patamar de

cedência associado ao aço, a questão da ductilidade coloca-se. As deformações de muitas das vigas ensaiadas excederam *1in* o que corresponde a uma relação vão/deformação inferior a 100. Vigas de betão armado *standard* fortemente armadas provavelmente não seriam mais dúcteis do que algumas destas vigas. Os autores são de opinião que, apesar da sua fragilidade, com dimensionamento adequado, os plásticos reforçados com fibras podem desenvolver ductilidade suficiente e ser usados como armadura eficaz do betão. Os autores referem a importância fundamental da escolha do adesivo e a necessidade de realizar testes para avaliar parâmetros como resistência, fluência, fadiga, estabilidade ambiental e compatibilidade com os materiais a colar, realçando que esta é uma ligação crítica do sistema.

Juvandes, na sua tese de doutoramento, apresenta os resultados de um estudo experimental realizado com um conjunto de vigas de betão armado reforçadas com CFRP [Juvandes 1999]. Vários aspectos foram abordados pelo autor: variação do comprimento de colagem, preparação da superfície de betão, tipo de adesivo, distribuição das tensões de corte nas interfaces betão-adesivo e adesivo-CFRP, ancoragem das extremidades e deterioração do betão. Salienta a influência, no modo de ruína e no comportamento da interface betão-adesivo-CFRP, de parâmetros como o estado do betão da viga a reforçar, a preparação das superfícies de colagem, a resistência e o critério de avaliação da aderência da ligação, o sistema compósito de reforço, a área de colagem e o sistema de ancoragem das extremidades do material compósito. Conclui que o reforço de vigas com laminados de CFRP resulta num incremento significativo da capacidade de carga última e num menor acréscimo de rigidez. Quanto à preparação da superfície da interface, recomenda a utilização de jacto de areia ou martelo de agulhas para o caso de reforço com sistemas laminados pré-fabricados e o polimento com esmeril seguido de jacto de ar para o caso de reforço com sistemas de mantas flexíveis curadas *in situ*. Refere que a disposição de ancoragens nas extremidades produziu um aumento da carga última da estrutura. Sublinha a importância do primário e do adesivo no êxito da operação de reforço através da técnica estudada.

Dias *et al.* apresentaram um trabalho sobre um estudo experimental realizado com quatro séries de faixas de laje [Dias *et al.* 2000]. Os modelos da série MIN foram executados em betão armado considerando armadura mínima. Nos modelos da série N, foi colocado o dobro da armadura adoptada nos modelos da série MIN. Os modelos das séries M e L, idênticos aos da série MIN, foram reforçados através de colagem de sistemas compósitos de CFRP unidireccional de forma a apresentarem a capacidade resistente dos modelos da série N. Na série M, utilizou-se um sistema curado *in situ*, mantas flexíveis de CFRP, e nos modelos da série L, utilizou-se um sistema pré-fabricado, laminados de CFRP. O reforço foi efectuado em faixas de laje com e sem pré-fendilhação. Os autores concluem que, com a técnica de reforço estudada, obtém-se um aumento significativo de rigidez, ductilidade e capacidade de carga última. Referem que os modelos reforçados (séries L e M) apresentaram maior ductilidade e maior capacidade de carga última mas menor rigidez do que os modelos de referência da série N. Indicam que a pré-fendilhação apenas

tem influência na rigidez inicial. Revelam ainda que, apesar dos bons resultados obtidos com os modelos reforçados, verificaram-se modos de ruína prematuros, não tendo sido otimizado o desempenho do reforço, razão pela qual recomendam a aplicação de mecanismos de fixação exterior para evitar o destacamento do CFRP.

É referido, em vários trabalhos publicados sobre reforço por colagem de chapas de aço ou de materiais compósitos, que um aspecto crítico destas técnicas é o efeito de extremidade. Costeira Silva *et al.* apresentaram um estudo numérico, calibrado com base em resultados experimentais, em que este problema é abordado [Costeira Silva *et al.* 2000]. Concluíram que o êxito do reforço de uma estrutura de betão armado, por colagem de um dos materiais referidos, depende, entre outros factores, da aderência entre este e o betão, ao longo do comprimento da ligação. Referem que o modelo numérico desenvolvido possibilita a simulação do comportamento da região crítica do sistema reforçado. Contudo, manifestam a opinião de que será desejável aprofundar o estudo deste problema, considerando outras leis constitutivas para a interface, realizando ensaios de aderência adequados e normalizando os critérios de cedência dos materiais intervenientes.

Existem poucos trabalhos publicados com exemplos de estruturas de betão armado reforçadas por colagem de materiais compósitos. Alguns exemplos referidos por Triantafillou e Plevis são o reforço da ponte de Kattenbusch na Alemanha usando placas de GFRP, o reforço da ponte de Ibach na Suíça utilizando telas de CFRP, o reforço sísmico dos pilares de pontes na Califórnia com encamisamentos de GFRP e o reforço de chaminés altas no Japão usando filmes de CFRP [Triantafillou e Plevis 1992].

Toshitaka *et al.* publicaram um trabalho sobre deterioração numa ponte de betão pré-esforçado reabilitada [Toshitaka *et al.* 1992]. O estudo refere-se a uma ponte com 32 anos de idade e reabilitada há 13 anos. As principais causas de deterioração na ponte podem ser atribuídas a fissuras que ocorreram ao longo das bainhas devido à congelação de água dentro das mesmas provocada pelo incompleto enchimento de argamassa. A investigação revelou que, apesar da reabilitação com placas de FRP e aço ter sido eficaz contra a permeabilidade de sal, o sal absorvido antes da reabilitação promoveu a progressão da corrosão do aço. A contribuição das placas de FRP e aço na capacidade de carga foi pequena comparada com o grau esperado imediatamente após a reabilitação. A reabilitação foi executada 19 anos após a construção por injeção de resina epóxida nas fissuras e por colagem de chapas de aço e placas de FRP. A investigação após outros 13 anos revelou que a contínua progressão da deterioração foi bastante agressiva. Isto deveu-se ao facto de se terem tomado medidas insuficientes contra o sal contido no betão durante a reabilitação. Por outras palavras, a reabilitação com placas de FRP e aço foi eficaz contra a penetração do sal após essa reabilitação enquanto o sal já absorvido promoveu o progresso da corrosão do aço. Os ensaios de carga em vigas tornaram claro que as placas de FRP e aço contribuíram para a capacidade de carga das vigas. Contudo, a percentagem de contribuição foi relativamente pequena quando comparada com o grau imediatamente após a reabilitação, uma vez que a resistência à tracção do

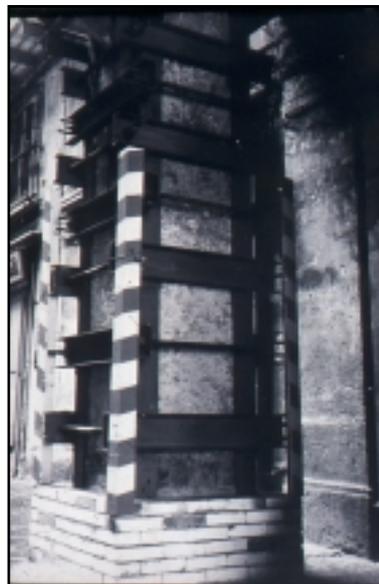
próprio FRP foi reduzida de 60% e a placa de aço soldada ao centro da viga estava deteriorada. A viga com a mais severa corrosão tinha o aço de pré-esforço parcialmente partido. Contudo, a condição desta viga deve ter afectado significativamente a sua capacidade de carga e o uso contínuo exigirá reabilitação com cabos exteriores ou reforço alternativo. O betão era de alta resistência e de boa qualidade e o método de construção também foi bom. Por esta razão, apesar da viga estar num ambiente de exposição ao sal, não apresentava corrosão no aço que causasse danos elevados nas secções excepto em algumas partes onde o aço estava exposto. A maior parte da corrosão foi atribuída a fissuras nas bainhas. No caso desta viga, a estimativa da resistência do betão por métodos não destrutivos, os valores estimados e a equação complexa de resistência não-destrutiva não apresentaram boa correlação com os valores obtidos pelos ensaios de resistência à compressão. Em contraste, a resistência estimada pelos novos equipamentos de medida empregando ondas supersónicas longitudinais e transversais apresentaram uma relativamente boa correlação com os resultados dos ensaios de resistência à compressão.

Alguns investigadores realizaram já alguns trabalhos experimentais para estudar a eficácia da técnica de reforço por colagem de materiais compósitos em pilares. Saadatmanesh *et al.* apresentam um trabalho sobre a resistência e a ductilidade de pilares de betão armado reforçados com tiras de materiais compósitos [Saadatmanesh *et al.* 1994]. Os autores fazem referência a sismos recentes como o de Loma Prieta de 1989 que infligiu danos substanciais num número de estruturas de pontes antigas. A inadequada pormenorização destas estruturas dimensionadas antes das actuais disposições construtivas anti-sísmicas teve como resultado o facto de pilares de muitas dessas pontes apresentarem baixa resistência à flexão, baixa resistência ao corte e baixa ductilidade à flexão. A inadequada sobreposição das armaduras longitudinais emendadas e o insuficiente número de armaduras transversais nestes pilares são os maiores responsáveis para a sua ineficiência na resistência aos sismos. O trabalho de muitos investigadores indicou que o aumento do confinamento nas regiões do pilar de potencial formação de rótulas plásticas aumenta a resistência à compressão do betão do interior, a extensão de compressão última do betão e a ductilidade. Portanto, são necessárias técnicas de reforço que envolvam métodos de incremento das forças de confinamento na região de potencial formação de rótulas plásticas ou em todo o pilar. Neste artigo é apresentada uma nova técnica de reforço sísmico de pilares de betão armado que consiste em envolver o pilar original com fitas compósitas de fibras de alta resistência. As fitas podem ser enroladas em espiral à volta do pilar e/ou em anéis descontínuos. As fitas são construídas a partir de fibras de alta resistência de maneira a formarem um material flexível tipo tela. Essas telas podem ser feitas de espessura muito reduzida permitindo ser enroladas à volta de pilares circulares bem como de pilares rectangulares. Os autores salientam as seguintes vantagens do método de reforço de pilares com fitas compósitas de fibras: (1) ductilidade aumentada - como resultado do confinamento providenciado pelas fitas, o betão entrará em rotura para maiores extensões. Dependendo do grau de confinamento, poder-se-ão atingir aumentos significativos de

ductilidade; (2) aumento de resistência - a pressão lateral exercida pelas fitas aumenta a resistência à compressão tanto no interior como na periferia, resultando numa capacidade de suportar cargas mais elevadas. O confinamento conferido pelas fitas também fornece suporte adicional contra a encurvadura dos varões da armadura longitudinal; (3) aplicabilidade a secções circulares e quadradas - devido à flexibilidade das fitas, estas podem ser aplicadas tanto a pilares circulares como a pilares rectangulares; (4) baixa manutenção - como são resistentes à deterioração electroquímica, as fitas compósitas não sofrem corrosão e não são afectadas pelo sal nem por outros factores de ambientes agressivos. Contudo os raios ultravioleta podem afectar adversamente alguns tipos de compósitos de fibras. Este problema só pode ser ultrapassado providenciando uma camada protectora durante ou após o processo de fabrico; (5) baixo peso - a baixa densidade dos compósitos, cerca de um quinto do aço, simplifica significativamente a construção e reduz os custos; (6) solução temporária ou permanente - este método não altera a integridade da estrutura. Não são usadas ancoragens nem conectores, consequentemente esta pode ser uma solução permanente ou provisória; (7) estética - a espessura é muito reduzida pelo que não altera a aparência da estrutura. Os autores fazem referência a trabalhos anteriores. Entre eles indicam o trabalho de Katsumata, Kobatake e Takeda em que dez pilares à escala de 1:4 de secção quadrada e reforçados previamente com fitas de fibras de carbono foram ensaiados sob a acção de cargas laterais cíclicas e carga axial constante. Concluiu-se que o enrolar das fibras de carbono tem um amplo efeito no incremento da capacidade sísmica. Em particular os seguintes factores foram determinados: (1) o deslocamento último e a energia de dissipação foram aumentados aproximadamente linearmente de acordo com a quantidade de fibras de carbono; (2) a capacidade de resistência sísmica de um pilar reforçado com fibras de carbono pode ser correlacionada grosso modo com um pilar de betão armado normal só com armadura transversal e (3) a quantidade de fibras de carbono e a quantidade de aço da armadura transversal podem ser mutuamente convertidas pela relação de resistência efectiva. As conclusões a que os autores do artigo chegaram são indicadas seguidamente. Os estudos analíticos realizados com pilares de betão armado reforçados com fitas compósitas indicam que este método de reforço pode ser usado para aumentar efectivamente a resistência e a ductilidade de pilares de betão armado sísmicamente deficientes. Os modelos tensão-extensão para betão confinado com fitas compósitas indicam um significativo aumento na resistência à compressão e na extensão na rotura quando comparado com o comportamento tensão-extensão do betão não confinado. Embora o E-glass tenha uma maior extensão na rotura do que a fibra de carbono, esta última tem uma maior capacidade de absorver energia indicada pela maior área sob a curva tensão-extensão. Baseado na abordagem de equilíbrio energético isto resulta num aumento da carga axial última e da ductilidade para o reforço com fibras de carbono que é superior ao do reforço com E-glass se os volumes das fitas forem iguais. O aumento da capacidade de momento máximo é menor que o aumento da carga axial última e do factor de ductilidade. Este comportamento é desejável no reforço sísmico porque resulta num modo de rotura à flexão dúctil em vez de um modo de rotura ao corte frágil. A taxa de aumento da

carga axial última, ductilidade e capacidade de momento máximo diminuí para incrementos da resistência à compressão do betão. O factor de ductilidade aumenta linearmente com o aumento da espessura da fita. Contudo a taxa de aumento do factor de ductilidade diminuí com o aumento do espaçamento das fitas.

Cardoso *et al.* apresentaram um estudo experimental sobre o aumento da ductilidade de pilares de betão armado por encamisamento localizado com CFRP [Cardoso *et al.* 2000]. Referem que a introdução, na metodologia de aplicação, de um material que funcione como uma interface entre o betão e o reforço, permite evitar, em fase de comportamento plástico do pilar, o contacto entre o betão degradado da rótula plástica e a manta de fibras de carbono, melhorando o comportamento global. O material adoptado, um ligante à base de cimento melhorado com resina epóxida, permite uma boa aderência e resistência ao efeito da abrasão. Os autores consideram ainda que, apesar das extensões medidas indicarem que duas camadas de reforço satisfazem a verificação analítica, um aumento do número de voltas permitirá diminuir a tensão no elemento de reforço.

A5. APLICAÇÃO DE PERFIS METÁLICOS

Existem poucos trabalhos publicados sobre o comportamento de pilares reforçados através desta técnica. Ramirez e Barcena apresentaram um trabalho em que se estuda o comportamento de pilares isolados de fraca qualidade reforçados por aplicação de perfis metálicos [Ramirez e Barcena 1975]. De acordo com os autores o problema neste tipo de reforço é a força de corte nas extremidades superior e inferior do pilar. Ramirez e Barcena concluíram que este tipo de reforço não é eficaz uma vez que o aumento de resistência é de apenas 50% da resistência do pilar defeituoso quando estava projectado para atingir os 100% da resistência do pilar de projecto. Para cargas de serviço o reforço absorve cerca de 23% da carga e o interior, ou seja o pilar original, absorve 77%. Para a carga de rotura teórica do pilar, o reforço absorve 32% da mesma e o pilar original 68% aproximadamente. Para a carga de rotura real do pilar reforçado, 34% é resistido pelo reforço e 66% pelo pilar original. Os autores concluem que este método de reforço é menos eficaz do que o reforço por encamisamento de betão armado, também abordado neste estudo.

Ramirez *et al.* publicam um trabalho [Ramirez *et al.* 1977] no seguimento do trabalho sobre quatro métodos de reforço de pilares de betão armado [Ramirez e Barcena 1975]. Uma das técnicas consiste em aplicar ao pilar original cantoneiras metálicas unidas através de travessas horizontais soldadas separadas de 400mm. É um melhoramento da técnica descrita no trabalho anterior [Ramirez e Barcena 1975] uma vez que as cantoneiras têm pequenos conectores que penetram cerca de 50mm e que foram aplicados através de uma argamassa com resina epóxida produzindo um ajuste perfeito entre o pilar original e o reforço. Outra das técnicas estudadas é idêntica à anteriormente descrita com a particularidade de se ter colocado um perfil I a atravessar o pilar original para melhorar a transmissão directa da carga do pilar do piso superior ao reforço metálico. As primeiras fissuras apareceram na parte superior do pilar, como no pilar não reforçado, absorvendo contudo mais

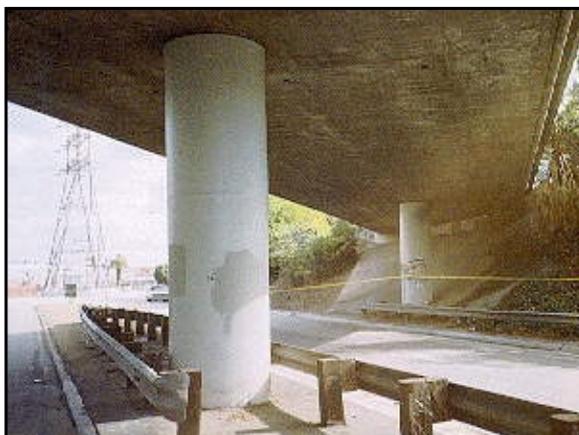
carga e terminando por romper com a expansão da laje. No caso do reforço com o perfil I inserido, devido à melhor transmissão de carga para o reforço, a rotura localiza-se exclusivamente na laje de baixa qualidade. Para a carga de serviço, a deformabilidade dos reforços em betão é cerca de 50% da deformabilidade dos reforços metálicos. A repartição de carga foi deduzida a partir dos valores lidos nos extensómetros eléctricos. Verificou-se que, para as soluções de reforço metálico, o reforço vai aumentando a participação ao aumentar a carga.

Ramirez *et al.* apresentam um relatório [Ramirez *et al.* 1992b] sintetizado num artigo [Ramirez *et al.* 1993b] de um trabalho sobre reparação local de pilares de betão armado com perda total de resistência à compressão. Os autores fazem uma classificação interessante do tipo de reparação em função dos danos no pilar. Se os danos implicarem uma redução de resistência inferior a 10%, a reparação é cosmética e tem apenas como objectivo garantir a durabilidade do elemento. Se a perda de resistência for superior a 10% e inferior a 55%, a reparação tem como objectivo repor a resistência com a segurança adequada. Para perdas de resistência superiores a 55%, a reparação tem como objectivo repor a resistência total não se considerando nos cálculos a resistência residual. O estudo aborda apenas a última situação. O programa cobre cinco tipos de reparação. O segundo tipo consiste na aplicação de cantoneiras com parafusos pré-esforçados. Foram fabricadas três séries de seis pilares, permitindo comparar o comportamento dos cinco tipos de pilares reparados em relação aos cálculos e a um pilar de referência, havendo três modelos de cada. A perda de resistência dos pilares foi simulada através de uma interrupção do betão com uma placa de plástico poroso que atravessava o molde ficando os dois troços do pilar ligados apenas pela armadura longitudinal. Os pilares foram armazenados cerca de 9 meses ao ar livre e alguns meses dentro do laboratório. O método de reparação consiste em quatro cantoneiras com peças soldadas nos lados através das quais é possível colocar parafusos de alta resistência. No momento da reparação é aplicada uma argamassa de resina epóxida trioxotrópica nas cantoneiras permitindo a aderência e o ajuste entre estas e os cantos do pilar ao aplicar o pré-esforço nos parafusos. A transferência de carga entre as cantoneiras e o betão é devida à resistência ao corte resultante da aderência e do atrito produzido pela tracção dos parafusos desprezando neste caso o aumento de compressão lateral gerado por efeito de Poisson. Os cantos do pilar foram ligeiramente picados para obter um melhor ajuste. As cantoneiras apresentavam alguma ferrugem pelo que se decidiu lixar a superfície interna das mesmas tendo de seguida sido lavadas com tricloro-etano para remover impurezas. Os parafusos levaram um ligeiro primário de óleo. Estas operações foram realizadas imediatamente antes da aplicação do mastic de resina epóxida trioxotrópico. O adesivo foi aplicado com uma espátula obtendo-se uma camada com não mais de 5mm e uma superfície praticamente lisa. Uma vez colocadas as cantoneiras, os parafusos foram inseridos. Finalmente procedeu-se à aplicação do pré-esforço nos mesmos. Antes dos ensaios dos pilares reparados, três pilares de referência foram ensaiados, cada um correspondendo a uma das três séries deste programa de investigação. Nos três casos a rotura foi produzida na secção central com encurvadura

localizada de alguns varões da armadura longitudinal. A rotura nos pilares reparados com cantoneiras e parafusos pré-esforçados deu-se de forma idêntica nos três pilares. O pilar original rompeu por compressão com encurvadura localizada de alguns varões da armadura longitudinal na zona que corresponde ao terço mais elevado, entre a zona reparada e o topo do pilar. As conclusões do relatório são as indicadas a seguir. As resistências obtidas nos ensaios à compressão dos pilares reparados pelos dois métodos foram superiores às obtidas com os pilares de referência das respectivas séries com aumentos entre 16% e 18%. A explicação avançada pelos autores prende-se com a menor esbelteza dos pilares não reparados na zona reparada. O uso de reparação com cantoneiras fixadas com parafusos pré-esforçados deu muito melhores resultados do que os esperados tendo o pilar original entrado em rotura antes dos perfis sem escorregamento prévio. A relação resistência real/resistência teórica é superior a 1,39. Os autores atribuem este resultado ao uso do mastic de resina epóxida trioxotrópico. Isto significa que a elevada aderência deste tipo de produtos foi adicionada ao atrito devido à compressão aplicada pelos parafusos. Outro efeito favorável ainda que menos significativo terá sido a restrição à expansão transversal de Poisson provocada pelas cantoneiras. Este procedimento tem um custo de aproximadamente 8 vezes superior o custo do encamisamento com betão polimérico.

Encontra-se na literatura poucos trabalhos com exemplos de aplicação desta técnica de reforço de estruturas de betão armado. Appleton *et al.* apresentaram um trabalho sobre reparação e reforço de estruturas de betão armado [Appleton *et al.* 1985]. Apresentam-se dois exemplos de deterioração e reforço de estruturas de edifícios de betão armado. Um deles é o da reparação e reforço de uma estrutura de um edifício danificado por um sismo. A estrutura do edifício é constituída por cobertura com asnas metálicas, lajes aligeiradas com blocos leves incorporados (sem vigas), pilares e fundações de betão armado. Na zona mais elevada do edifício verificou-se fendilhação e desalinhamento no troço superior dos pilares e alguns danos nos elementos não-estruturais da fachada (fendilhação, abertura das juntas de ligação dos painéis de alvenaria aos pilares) A construção foi danificada pelo sismo de 1 de Janeiro de 1980 na ilha Terceira, Açores. O projecto foi analisado verificando-se que o modelo adoptado para verificação da segurança em que intervém a acção sísmica não é adequado. As causas do problema foram atribuídas a deficiência do projecto traduzida pela falta de armaduras longitudinais dos pilares. A reparação e reforço da estrutura foram concebidos de acordo com o seguinte esquema de operações: realinhamento dos troços superiores dos pilares que sofreram rotação; reforço dos pilares através da introdução de cantoneiras de aço macio nos cantos, ligadas com argamassa epóxida, cintas metálicas e buchas tipo HILTI HSL sendo dada continuidade aos perfis nos nós de ligação dos pilares ao pavimento; travamento das asnas de cobertura ao nível da linha inferior por forma a aumentar a rigidez da cobertura no seu conjunto e permitir o travamento transversal no topo dos pilares.

A6. ENCAMISAMENTO METÁLICO



Existem alguns trabalhos experimentais publicados com casos de reforço de estruturas de betão armado por encamisamento metálico dos pilares. Os objectivos relacionam-se com a análise do aumento de confinamento, de resistência (sobretudo ao corte) e de ductilidade. Aspectos como a ligação do encamisamento metálico ao pilar original encontram-se também abordados.

Relativamente ao aumento de confinamento, Chai *et al.* publicaram um artigo sobre reforço sísmico de pilares circulares de pontes por encamisamento metálico [Chai *et al.* 1991]. Os autores referem a rotura por corte dos pilares de um viaduto devido ao sismo de 1987 de Whittier na Califórnia e de outro viaduto e pontes durante o sismo de 1989 de Loma Prieta também na Califórnia. Indicam que, investigação recente, prova que armadura de confinamento lateral pouco espaçada na região de potencial formação de rótulas plásticas aumenta tanto a resistência à compressão como a extensão de compressão última efectiva no interior do pilar. A extensão de compressão última aumenta de um valor de cerca de 0,005 em betão não confinado para um valor de cerca de 0,03 ou superior para betão confinado. O aumento da extensão de compressão última aumenta significativamente a capacidade de ductilidade da secção de betão. Os autores referem ainda resultados de Priestley e Park que demonstram que pilares dimensionados com percentagens razoáveis de armadura de confinamento ($0,005 \leq \rho_s \leq 0,03$) podem desenvolver curvas histeréticas estáveis durante ciclos inelásticos para ductilidades de deslocamento excedendo $\mu=6$ [Priestley e Park 1987]. Em pilares onde as cargas axiais são elevadas, pode ocorrer um significativo aumento de resistência à flexão. Os autores defendem a técnica de encamisamento metálico da região de potencial formação de rótulas plásticas, soldado no local, como a melhor forma de confinamento. Os autores referem a falta de experiência relativamente ao encamisamento metálico como forma de reforço mas indicam que este método tem sido usado como opção construtiva para reduzir as dimensões de pilares de pisos inferiores. Testes realizados no Japão demonstraram que esta técnica permite evitar a rotura frágil por corte dos pilares e produz um modo de flexão dúctil de

deslocamento inelástico com curvas histeréticas estáveis, mesmo em pilares com cargas axiais elevadas. Ao contrário da construção, a aplicação do encamisamento metálico como técnica de reforço requer a injeção de argamassa entre o betão existente e o reforço para desenvolver a acção compósita entre o betão original e o encamisamento e a sua influência na eficácia do comportamento do pilar é incerta. O programa de ensaios conduzido consistiu no ensaio de seis modelos à escala 0,4. Uma carga axial foi aplicada aos pilares através de cabos de pré-esforço antes do deslocamento lateral ser imposto. Todos os pilares foram sujeitos ao mesmo deslocamento lateral imposto de magnitude crescente. Todas as cargas foram medidas através de células de carga calibradas. Os deslocamentos no ponto de aplicação da carga lateral foram registados por meio de um transdutor de deslocamentos LVDT. Deslocamentos intermédios também foram registados bem como curvaturas e rotações. As extensões nas armaduras foram medidas através de extensómetros eléctricos. As conclusões a que os autores chegaram indicam que o reforço de pilares circulares de pontes através de encamisamento metálico na região de potencial formação de rótulas plásticas é eficaz na medida em que aumenta a ductilidade à flexão. As principais conclusões referidas são: (1) os pilares circulares de pontes construídas antes de 1971 com emenda de armaduras na região de potencial formação de rótulas plásticas podem sofrer rotura na aderência para valores inferiores ao valor nominal da sua resistência à flexão. A degradação subsequente da resistência é rápida. Com dimensionamentos usando armadura contínua na região referida a degradação é supostamente menos rápida e é resultado da rotura no confinamento; (2) o dimensionamento das fundações, comum na era anterior a 1970 e ainda possíveis com os actuais critérios de dimensionamento, podem ser susceptíveis de roturas por corte na junta imediatamente abaixo do pilar. O dimensionamento e reforço dessas regiões requer atenção urgente; (3) os pilares reforçados com um encamisamento metálico que providenciou um cociente de confinamento volumétrico de 3,1% na região de potencial formação de rótula plástica desenvolveram curvas histeréticas estáveis para ductilidades de deslocamento de $\mu=7$, correspondente a um cociente de amplitude de cerca de 5,3%. A rotura foi eventualmente por fadiga da armadura longitudinal. Não ocorreram roturas na aderência; (4) o encamisamento metálico aumentou a rigidez da coluna entre 10% a 15%; (5) o método de reforço por encamisamento metálico foi eficaz na restauração da resistência à flexão e da capacidade de ductilidade do pilar que tinha sido previamente ensaiado até alta ductilidade e que tinha sofrido rotura total na aderência das armaduras sobrepostas na região da rótula plástica. Embora a forma das curvas histeréticas indiquem menor absorção de energia que nos pilares reforçados, a resistência e capacidade de ductilidade foram mantidas até cocientes de amplitude de mais de 4%.

Priestley *et al.* publicaram um artigo com considerações teóricas sobre o reforço de pilares de betão armado de pontes com encamisamento metálico com o objectivo de melhorar a resistência ao corte [Priestley *et al.* 1994a]. A importância deste trabalho é justificada pelos autores dando como exemplos a rotura frágil por corte de pilares de pontes na Califórnia durante o sismo de

San Fernando de 1971, o sismo de Whittier Narrows de 1987 e o sismo de Loma Prieta de 1989. Os autores referem que após o sismo de San Fernando houve um incremento na investigação teórica e experimental relacionada com a resposta sísmica de pontes. Nos EUA foi dado maior ênfase ao desenvolvimento de ferramentas analíticas para executarem análises de histogramas sofisticados de pontes. No Japão e na Nova Zelândia foi iniciada uma extensiva análise experimental para desenvolver um conhecimento racional do comportamento sísmico de diferentes componentes de pontes. A investigação descrita neste artigo e noutra [Priestley *et al.* 1994b] formam as bases da metodologia de reforço de pilares com rotura dominada por corte de pontes na Califórnia. Os autores referem que se concluiu que as modernas teorias de corte são capazes de satisfazer não só as equações de equilíbrio, mas também as condições de compatibilidade e as leis constitutivas, permitindo a previsão da resistência ao corte do elemento e a resposta força-deformação de elementos simples. Existe actualmente uma grande variedade de equações de resistência ao corte baseadas em análises teóricas e experimentais e de modelos disponíveis para analisar a resposta de elementos de betão armado sob a acção combinada de esforço axial, flexão e corte. Muitos códigos ainda seguem a abordagem tradicional da treliça a 45° para avaliar a quantidade de armadura transversal necessária para resistir ao esforço de corte. Contudo, mais recentemente, alguns códigos adoptaram abordagens mais racionais como o método das bielas de inclinação variável. Os autores apresentam as abordagens do ACI 318-89 e o modelo de dimensionamento ao corte proposto por Ang, Priestley e Paulay baseado em 25 testes de pilares circulares a escala reduzida sob carga axial e cíclica. Neste trabalho os autores simplificam as equações para pilares circulares e estendem o campo de aplicação a pilares quadrados. Relativamente ao uso de encamisamento metálico para melhorar a resistência ao corte de pilares, os autores referem estudos anteriores de Sakino e Ishibashi sobre o comportamento sísmico de pilares tubulares preenchidos com betão. A conclusão desse trabalho foi que a instabilidade plástica do tubo de aço na região da rótula tinha tendência para ocorrer quando os pilares eram submetidos a deslocamentos laterais cíclicos elevados. Tomii, Sakino e Xiao investigaram o encamisamento de aço de pilares curtos em estruturas de edifícios como medida para prevenir a rotura por corte. Para evitar a encurvadura do encamisamento este foi deliberadamente desligado do pilar original, garantindo que actuava apenas como armadura de cintagem não participando na resistência à flexão. Embora os resultados fossem satisfatórios para pilares circulares verificou-se que a degradação da resposta era inevitável para pilares rectangulares confinados com encamisamentos rectangulares mesmo quando estes tinham espessuras elevadas. O facto devia-se essencialmente a confinamento inadequado do betão e da armadura de compressão na região da rótula plástica mais do que a comportamento ao corte inadequado. No estudo conduzido pelos autores foram usados encamisamentos circulares para os pilares circulares e encamisamentos elípticos para os pilares rectangulares. Os ensaios estabeleceram que os encamisamentos elípticos providenciam uma melhoria excelente do comportamento à flexão de pilares inadequadamente confinados uma vez que o confinamento conseguido é contínuo por acção de membrana. O

aumento de resistência ao corte providenciado por encamisamentos cilíndricos circulares ou elípticos pode ser estimado do lado da segurança considerando o encamisamento como actuando como uma série de arcos independentes de espessura e espaçamento t_j , onde t_j é a espessura do encamisamento. Para estudar o modo de rotura frágil por corte de pilares de pontes circulares e rectangulares e para estabelecer a eficácia do encamisamento metálico total como medida de reforço, os autores testaram oito pilares circulares e seis pilares rectangulares. Os pilares foram dimensionados a uma escala modelo:protótipo de 0,4:1,0. O dispositivo de ensaio foi concebido para submeter os pilares a carga axial e forças de corte cíclicas. Foram considerados dois níveis de carga axial de 0,06 e 0,18 para os pilares circulares representando o leque prático para pilares de pontes. Para pilares rectangulares considerou-se um cociente de carga axial de 0,06. Todos os pilares foram instrumentados com extensómetros eléctricos montados nas armaduras longitudinais e transversais e nos encamisamentos metálicos. Transdutores de deslocamentos foram montados horizontal, vertical e diagonalmente ao longo da altura do pilar. Isto permitiu o registo das deformações por flexão e corte do pilar para várias fases do ensaio. Os modelos foram sujeitos a carregamento cíclico *standard*. Os autores referem as seguintes conclusões: A abordagem refinada do ACI Code mostrou produzir resultados mais restritivos do que a abordagem aproximada para a maior parte dos níveis de carga axial e ser demasiado sensível à carga axial para relações elevadas. Um conjunto de equações de resistência ao corte para pilares circulares e rectangulares foi proposto e mostrou ser consideravelmente menos restritivo do que o actual ACI para níveis baixos de ductilidade. A abordagem proposta relaciona a resistência ao corte com a ductilidade à flexão e difere dos outros métodos de dimensionamento por considerar a contribuição do betão e da carga axial separadamente. Equações de dimensionamento e uma metodologia de dimensionamento para calcular a espessura requerida para os encamisamentos metálicos ovais ou circulares necessária para aumentar a resistência ao corte foi proposta. A base do dimensionamento foi garantir uma resposta à flexão dúctil para níveis de ductilidade elevados.

Priestley *et al.* no seguimento do artigo anterior publicam um trabalho sobre a parte experimental da sua investigação [Priestley *et al.* 1994b] sumariamente descrita nesse primeiro artigo [Priestley *et al.* 1994a]. As conclusões referidas neste artigo são as indicadas a seguir. Os pilares circulares e rectangulares não-reforçados ensaiados exibiram roturas por corte frágeis ou de ductilidade limitada seguidas de degradação extremamente rápida da resistência e da rigidez. Em alguns casos os pilares eram incapazes de continuar a suportar a carga axial após a rotura por corte. Os resultados confirmaram haver uma interacção entre a resistência ao corte e a ductilidade observada em programas de investigação anteriores. A resistência ao corte dos pilares não-reforçados foi, em média, mais de 100% superior ao previsto pelas equações de dimensionamento do ACI. A abordagem refinada do ACI deu piores previsões da resistência do que a abordagem aproximada. A resistência foi prevista com boa precisão pelo método de Ang, Priestley e Paulay e por uma abordagem melhorada e ligeiramente menos restritiva sugerida no artigo anterior. Os pilares

reforçados por encamisamento metálico total exibiram uma resposta histerética força lateral-deslocamento extremamente estável com capacidade de ductilidade de deslocamentos superior ou igual a $\mu_{\Delta} = 8$ e com inclinação de 4% ou mais. A configuração da deformação inelástica mudou de deformação por corte predominantemente nos pilares não-reforçados para deformação por flexão predominantemente nos pilares reforçados. Embora todos os pilares parecessem ter o encamisamento sobre-dimensionado ao corte, os pilares circulares com um encamisamento de espessura reduzida de $3,18mm$ não foram capazes de providenciar confinamento adequado na região da rótula plástica para elevados factores de ductilidade. Os encamisamentos metálicos aumentaram a rigidez elástica dos pilares em média de 30% e 64% respectivamente para pilares circulares e rectangulares. Logo, se for adoptado um esquema selectivo de reforço de pilares, os pilares não-reforçados deverão apresentar forças de corte reduzidas em sismos moderados uma vez que os pilares reforçados irão atrair uma maior proporção do corte na gama de resposta elástica. O sobredimensionamento à flexão dos pilares reforçados foi em média 29% acima da resistência ideal baseada na extensão da fibra mais comprimida de 0,005 e incluindo os efeitos do confinamento e do endurecimento. Parece portanto necessário adoptar uma capacidade de momento plástico de pelo menos 1,5 vezes a capacidade de momento nominal para protecção da capacidade de elementos não-dúcteis e mecanismos, quando a variabilidade potencial das resistências materiais nominais é considerada.

Para examinar a eficiência de vários tipos de encamisamentos metálicos de pilares para melhorar a ductilidade e a resistência, Aboutaha *et al.* realizaram um trabalho experimental sobre reforço de edifícios porticados de betão armado [Aboutaha *et al.* 1996]. Foram realizados onze ensaios cíclicos de modelos à escala de pilares de betão armado com um comprimento de emenda da armadura longitudinal insuficiente. Os testes mostraram que esse tipo de pilares pode ser eficientemente reforçado com encamisamentos metálicos rectangulares finos combinados com parafusos ancorados com adesivos. Os pilares reforçados apresentaram grandes melhoramentos no comportamento para cargas cíclicas. Os parafusos ancorados aumentaram a rigidez do encamisamento metálico fino e flexível e são essenciais para pilares largos. Pilares de menores dimensões podem ser reforçados com sucesso apenas com o encamisamento metálico sem a necessidade de parafusos ancorados. Os autores apresentam recomendações de dimensionamento baseadas nestes resultados e num modelo analítico simples.

Hunaiti *et al.* apresentam um trabalho sobre avaliação experimental do efeito da colagem na capacidade máxima de colunas compósitas [Hunaiti *et al.* 1992]. Quatorze modelos de pilares foram ensaiados em dois grupos. Os modelos de pilares compósitos eram constituídos por dois perfis metálicos em U envolvendo um interior em betão armado. A face interior dos perfis metálicos, num dos grupos, foi oleado para enfraquecer a aderência entre os perfis e o interior do pilar em betão. O outro grupo foi betonado após a limpeza dos perfis com acetona para manter a aderência entre os dois materiais. Os perfis utilizados tinham de dimensões transversais $100 \times 50 \times 7,5mm^3$ e

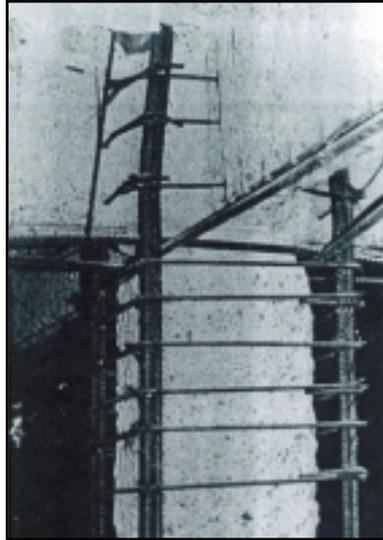
2m de comprimento. Todos os pilares foram ensaiados na vertical numa máquina de ensaios com uma precisão de 0,5%. Os pilares eram rotulados nas extremidades. A resistência máxima dos pilares foi determinada por integração numérica da forma deflectida. A carga máxima foi considerada como sendo o pico da curva carga-deformação. A carga foi aplicada monoliticamente a intervalos que variaram entre 10kN a 50kN. Verificou-se que a capacidade de carga dos pilares compósitos foi superior aos valores calculados. Os resultados demonstraram que o valor da capacidade de carga dos pilares do grupo colado e o valor da capacidade de carga dos pilares do grupo não-colado foram praticamente idênticos o que indica claramente que não há efeito da colagem entre o aço e o betão na capacidade de carga dos pilares ensaiados. Os ensaios mostraram que não ocorreu separação entre os dois materiais antes de atingida a carga máxima tanto no grupo colado como no grupo não-colado. Os pilares ensaiados apresentaram um bom comportamento na ausência da aderência e não mostraram sinais de instabilidade local ou global até fases de carga acima da carga máxima.

Diferentes técnicas de encamisamento metálico foram estudadas. Ramirez *et al.* apresentaram, na segunda parte de um relatório sobre reparação e reforço de pilares de betão armado [Ramirez *et al.* 1992c], dois métodos de reparação analisados: 1. encamisamento com chapas de aço e injeção de vazios e 2. encamisamento com chapas de aço coladas e cantoneiras. O primeiro método de reparação referido consiste em duas placas de aço dobradas em forma de L cobrindo cada uma delas as duas faces adjacentes do pilar e soldadas longitudinalmente uma à outra. O espaço entre este encamisamento metálico e o pilar foi preenchido com uma injeção de material à base de resina epóxida. A transferência de carga tem por base a resistência ao corte vertical entre as placas e o betão original produzida por adesão e atrito. A secção transversal das placas deve absorver a capacidade de carga vertical total. Este método é fácil de aplicar e aumenta minimamente as dimensões transversais do pilar. O segundo método de reparação referido consiste em quatro placas de aço aderentes às quatro faces do pilar e quatro cantoneiras aderentes às placas de aço fechando o encamisamento para permitir ter em consideração a restrição transversal relacionada com o efeito de Poisson. Em ambos os métodos há uma fase prévia. Primeiramente a superfície lateral dos pilares onde o betão já está em contacto com a reparação foi tratada com escova de aço dura. Desta forma removeu-se a camada superficial de argamassa melhorando a aderência entre materiais. Seguidamente essas superfícies foram limpas com jacto de ar. Foi também removida uma pequena parte dos cantos dos pilares para melhor colocar o encamisamento metálico. Finalmente a parte exterior das interrupções dos pilares foi preenchida com argamassa para evitar a infiltração de materiais de reparação no vazio o que daria continuidade ao pilar. Tal como foi descrito no relatório anterior [Ramirez *et al.* 1992b] foram construídos três pilares de cada tipo de reparação e três pilares de referência. Para a técnica de reparação com chapas de aço soldadas e injeção de vazios, a rotura produziu-se da mesma forma nos três testes. Observou-se na vizinhança da carga última um deslizamento relativo entre o pilar de betão e o encamisamento

metálico com penetração relativa. A rotura foi produzida por tensão de corte entre os extremos do encamisamento e o pilar. Para a técnica de reparação com chapas de aço coladas e cantoneiras, a rotura produziu-se de duas maneiras diferentes. Em dois pilares reparados, N-1 e N-3, observou-se um descolamento placas-cantoneiras na parte inferior tendo sido excedida a resistência da aderência ao corte do mastic. Nas terceiras colunas, N-2, a rotura da aderência foi produzida entre o betão e as placas, sendo extremamente pequeno o deslizamento entre as placas e as cantoneiras. As conclusões apresentadas no relatório são as indicadas a seguir. O método de cálculo usado para o dimensionamento do encamisamento com placas de aço e injeção de vazios produziu resultados satisfatórios embora a suposição de pressão constante na secção quadrada não seja correcta. A relação entre a resistência na rotura real e a teórica (descontando a força transmitida pelos varões da armadura longitudinal) foi de 1,20 em média, superior à obtida com os pilares de referência originais. A aplicação do cálculo ao método de reparação das placas de aço coladas e cantoneiras conduziu a maus resultados devido provavelmente aos valores de carga de rotura encontrados com o precoce descolamento entre placas e cantoneiras. A relação entre a resistência na rotura real da reparação e a teórica foi de 0,91 contra 1,11 obtida com os pilares de referência. A escolha do mastic de resina epóxida foi errada sendo pouco trabalhável e muito frágil. Considerando contudo os valores individuais, especificamente o do pilar N-2 que não apresentou rotura precoce, verifica-se que a relação entre a carga calculada e a carga última real é 1,03 que é um valor superior ao dimensionado, embora inferior a 1,11 obtido com os pilares de referência. A sensibilidade à qualidade do adesivo é muito elevada no método de reparação com placas coladas e cantoneiras porque com um mau adesivo não fica garantida nenhuma das parcelas da fórmula de dimensionamento correspondentes a aderência e atrito. Por outro lado, no caso do método de reparação por encamisamento com chapas de aço soldadas e injeção de vazios, a segunda componente da fórmula, correspondente à resistência por atrito, será sempre mantida e portanto o método será menos sensível à qualidade do adesivo. Este método revelou um bom funcionamento na absorção das cargas apresentando uma dispersão de resultados muito baixa. Em termos de custos este método é mais caro do que o método das placas de aço e cantoneiras coladas. Uma das grandes vantagens destes dois métodos é o insignificante aumento das dimensões da secção transversal dos pilares. Contudo, deve ser prevista uma protecção contra incêndio porque a resina perde as suas qualidades a temperaturas de cerca de 100°C.

Existe também trabalho analítico desenvolvido nesta área. Chai *et al.* apresentaram um trabalho sobre um modelo analítico para pilares circulares de pontes em betão armado com encamisamento metálico [Chai *et al.* 1994]. Os objectivos do modelo analítico desenvolvido são: (1) a determinação do aumento de rigidez lateral de pilares circulares de pontes devido a encamisamento metálico e (2) a determinação da capacidade de ductilidade de deslocamento último de pilares com encamisamento metálico. O modelo, baseado numa transferência de tensão de aderência constante entre o encamisamento e o betão, mostrou fornecer uma boa simulação da distribuição de

curvatura na região do encamisamento dos pilares ensaiados. Dois estados limites possíveis foram identificados: (1) um estado limite que corresponde à extensão de compressão última do betão e (2) um estado limite que corresponde a um ciclo baixo de fractura por fadiga do aço da armadura longitudinal. Uma equação baseada no método do equilíbrio de energia é proposto para prever a extensão à compressão última do betão confinado pelo encamisamento metálico. O estado limite último de pilares com encamisamento metálico, governados por ciclos baixos de fractura por fadiga da armadura longitudinal do pilar sob carregamento cíclico, foi obtido usando um modelo danificado e mostrou uma boa correlação com a resposta última observada dos pilares com encamisamento de aço. É reconhecido que, para o uso com sucesso do modelo danificado, deve ser feita a escolha adequada do parâmetro de deterioração da resistência, β . A investigação conduzida, embora praticamente preliminar, aconselha um valor recomendado previamente de $\beta=0,05$ para elementos de betão armado. Para efeitos de dimensionamento é recomendado que a capacidade de ductilidade de pilares com encamisamento metálico seja limitada à extensão de tracção longitudinal extrema não excedendo 75% da extensão de tracção última da armadura longitudinal. O limite de dimensionamento pretende ter em conta a redução possível da capacidade de ductilidade como resultado do carregamento alternado repetido experimentado em sismos severos.

A7. ENCAMISAMENTO DE BETÃO ARMADO

Dos resultados dos trabalhos experimentais publicados sobre reparação de pilares de betão armado conclui-se que a simples reparação dos pilares, sem aumento da sua secção transversal nem adição de armadura, não repõe as características iniciais.

Hellesland e Green publicaram um trabalho sobre pilares de betão armado reparados [Hellesland e Green 1972]. O estudo apresentado foi realizado para fornecer informação sobre pilares de betão armado carregados excêntricamente e comparar várias características antes e a seguir à reparação. Os pilares designados C2 a C7 foram submetidos a uma história de carregamento que consistiu na aplicação de uma carga de serviço constante durante 4 meses aproximadamente, um período de carregamento cíclico e um carregamento de curta duração de carregamento para a capacidade máxima. As cargas cíclicas variaram desde o nível da carga de serviço até cargas de 62% a 92% da capacidade de carga prevista. No final dos ensaios os pilares apresentavam fissuração considerável na face traccionada, destacamento e esmagamento do betão e, em alguns casos, encurvadura da armadura de compressão. Estes pilares e os provetes cilíndricos usados para determinação da retracção e fluência foram armazenados a temperatura de 24°C e humidade relativa de 30%. O procedimento de reparação consistiu em endireitar os pilares, picar e remover o betão nas zonas mais severamente fissuradas, endireitar as armaduras longitudinais, substituir as cintas originais na zona de reparação e instalar cintas adicionais para reduzir o espaçamento a metade do original, colocar e curar o betão na zona de reparação e curar os pilares reparados nas condições do laboratório até aos ensaios 3 semanas após a reparação. Todos os pilares foram submetidos a este procedimento à excepção do pilar C7 no qual a armadura longitudinal foi cortada na zona a reparar e novos varões foram soldados aos originais. Os resultados dos ensaios permitiram concluir que a capacidade de carga dos pilares reparados, obtidos em ensaios *standard* de curta duração, era aproximadamente 15% a 20% inferior à capacidade de carga original obtidas a seguir à história de

carregamento complexo de carregamento constante e cíclico. As deformações para níveis de serviço das cargas foram significativamente superiores para os pilares reparados. Os valores de rigidez dos elementos para níveis de serviço das cargas variaram entre 50% a 90% dos valores originais. Em geral, a resposta dos pilares reparados não é diferente da resposta do elemento original.

Ramirez *et al.* apresentam em 1991 um extenso relatório [Ramirez *et al.* 1991], publicando em 1992 e em 1993 dois artigos [Ramirez *et al.* 1992a e 1993a] com uma síntese do mesmo, sobre reparação de pilares de betão armado com danos parciais localizados. Os tipos de danos parciais localizados estudados incluem perda de cantos devido a corrosão das armaduras e danificação do recobrimento como consequência de incêndio. Os métodos de reparação foram discutidos com fabricantes de produtos de reparação. Tentou-se que fossem simples mas não se conseguiu evitar o tratamento da parte interior da armadura longitudinal para evitar o risco de corrosão no futuro. A passivação das armaduras parece ser efectiva através de uma pintura de zinco-resina epóxida. Pareceu interessante aplicar nos varões uma fina camada de material que absorva a expansão devido a futura corrosão sem provocar o destacamento do betão do recobrimento. Existe a possibilidade de um produto do tipo poliuretano-resina epóxida preencher esse requisito. É possível reparar os cantos por aplicação de um adesivo e adição de outro material, embora a cura do adesivo possa complicar o procedimento devido ao baixo "pot-life". Decidiu-se usar dois métodos de reparação básicos: (1) argamassa adesiva e betonagem e (2) primário de latex e argamassa de cimento modificada com polímeros. Quatro séries de seis pilares foram construídas para este estudo de reparação parcial. Das quatro séries de pilares em três delas os cantos foram removidos com uma profundidade de 9cm e um comprimento de 90cm no centro do pilar. Em três destas séries (1,-2,-3) um pilar de referência foi mantido sem alterações (-0), quatro cantos de três deles foram removidos e um deles foi deixado sem reparação (-1) e os outros dois foram reparados usando o primeiro e o segundo métodos de reparação adoptados (-2,-3), nos dois pilares restantes dois cantos foram removidos, permanecendo um sem reparação (-4) e ao outro foi aplicado o tipo de reparação que deu melhores resultados para os quatro cantos (-5). Na quarta série dois pilares foram deixados sem reparação (40 e 41) a usar como referência. Nos restantes todo o perímetro até aos varões da armadura foi removido e desta série dois deles foram deixados sem reparação (42 e 43). O método de reparação correspondente foi aplicado aos outros dois (44 e 45). Em resumo, para cada método de reparação usado existem pilares intactos de referência, pilares danificados não reparados e aqueles correspondentes à reparação levada a cabo. Os pilares foram armazenados no laboratório de LABEIN em Bilbao até ao momento da reparação e ensaio. Os pilares foram colocados horizontalmente ao ar livre durante oito meses para provocar a corrosão das armaduras expostas. O processo de reparação compreendeu a limpeza das superfícies com uma escova de aço dura e a pintura dos varões da armadura longitudinal com um primário rico em zinco para protecção contra a corrosão. Seguidamente aplicou-se um produto de resina epóxida-poliuretano com o objectivo de

absorver possíveis futuras expansões dos varões sem danificar o canto reparado como consequência de subseqüentes corrosões. Há o risco de tal acontecer uma vez que a limpeza das armaduras não atingiu todo o perímetro das mesmas. Este método tem o inconveniente de diminuir a aderência betão-armaduras. As primeiras colunas a ser reparadas foram as dos quatro cantos perdidos e dois procedimentos foram usados. O primeiro consistiu na aplicação de uma argamassa especial modificada com polímeros e do tipo tixotrópico a qual tem de ser aplicada após uma camada de primário de resina epóxida de viscosidade média. O segundo consistiu na aplicação de uma argamassa especial de consistência quase líquida. O tipo usado tem como características uma alta resistência, grande fluidez e ausência de retracção. Uma vez ensaiados estes pilares verificou-se que o segundo método apresentava melhores resultados. Decidiu-se então reparar as colunas danificadas em dois cantos por este método. A reparação dos pilares com perda total do recobrimento iniciou-se com a colocação de uma malha de aço electro-soldada a toda a volta do betão a reparar seguida da aplicação da argamassa de reparação. As conclusões finais enumeradas no relatório são indicadas a seguir. De acordo com os resultados mecânicos, suficientemente bons, de uma das técnicas de reparação, parece ser interessante, quando conveniente, aplicar uma espessa camada de resina epóxida-poliuretano nas armaduras corroídas após limpeza prévia. Isto parece permitir não limpar o lado interior dos varões, processo que seria bastante dispendioso, apesar de alguma protecção ou inibidor de passivação deva ser aplicado em todo o perímetro exposto e limpo dos varões. O efeito negativo desta camada é reduzir a superfície de aderência entre a argamassa de reparação e o betão original. Mas conseguiram-se resultados suficientemente bons. A comparação entre os pilares reparados com o primeiro método, descrito atrás, e os pilares reparados com o segundo método, também descrito atrás, dá ao último uma clara vantagem. De facto, dos cerca de 23% de perda de resistência devido à perda dos quatro cantos, 22% podem ser recuperados pelo segundo método enquanto pelo primeiro método apenas 11%. Confirma-se a qualidade suficientemente boa do segundo método também para reparar pilares com perda de dois cantos e pilares com perda total do recobrimento. No primeiro caso a perda de resistência foi de 11% e a reparação permitiu uma recuperação de 8%. No segundo caso a perda de resistência foi de 43% e a reparação implicou uma recuperação de 40%. A rotura dos pilares com os cantos reparados começou com uma certa rotura na aderência em especial nas extremidades da reparação. Isto é explicável em parte pela diminuição da superfície de aderência devido à aplicação da camada de resina epóxida-poliuretano nos varões. A pronunciada diferença entre módulos de elasticidade do betão e da argamassa de reparação para tensões elevadas produz forças de corte adicionais na superfície de contacto que também favorecem a perda de aderência. Isto foi provado com o atraso na deformação dos cantos reparados relativamente ao betão dos pilares. Deve-se utilizar materiais de reparação com características semelhantes às do betão de referência.

Os códigos de alguns países fornecem indicações para o dimensionamento do reforço de estruturas de betão armado para o caso de algumas técnicas. Sugano num trabalho apresentado sobre reforço

sísmico de edifícios de betão armado existentes no Japão [Sugano 1981], baseando-se nas operações levadas a cabo na sequência do sismo de 1968 em Tokachi-oki, refere que a segurança de estruturas reforçadas é determinada de acordo com o código japonês que fornece técnicas de cálculo específicas para paredes introduzidas em pórticos, paredes colocadas de ambos os lados de pilares e pilares encamisados. No caso de pilares encamisados, a resistência ao corte e à flexão é avaliada como para um pilar de betão armado monolítico normal, usando as dimensões aumentadas do pilar bem como a contribuição da armadura adicional. Para outros métodos de reforço é recomendada a avaliação através de testes.

Rodriguez e Park referem que em 1983 a United Nations Industrial Development Organization (UNIDO) com a participação de diversos Países da região das Balcãs, produziu um manual que fornece directrizes qualitativas para a reparação e reforço de edifícios [Rodriguez e Park 1991]. Uma das técnicas de reforço sugeridas por este manual é o encamisamento de betão armado do pilar apenas entre pisos. O encamisamento consiste em adicionar betão e armaduras longitudinal e transversal à volta do pilar original. Esta técnica de reforço melhora a resistência ao corte e a resistência axial do pilar, enquanto a resistência à flexão e a resistência da ligação viga-pilar permanecem as mesmas. O manual da UNIDO sugere outra técnica de encamisamento com o objectivo de melhorar a resistência à flexão do pilar. Consiste em passar a armadura longitudinal nova através de furos abertos na laje e colocar betão na ligação viga-pilar. O encamisamento de pilares com nova armadura longitudinal a atravessar a laje tem várias vantagens. Como já foi mencionado a principal vantagem é que a capacidade de carga lateral é uniformemente distribuída pela estrutura reforçada, evitando concentrações da resistência a cargas laterais como no caso em que apenas algumas paredes resistentes são adicionadas, podendo ser evitado o reforço das fundações. Além disso, como não há modificações de maior na geometria original do edifício, a função original do mesmo pode ser mantida. Contudo há alguns inconvenientes associados a esta técnica: em alguns casos a presença de vigas pode exigir que a maior parte da armadura longitudinal do reforço seja agrupada nos cantos do encamisamento, devido à presença do pilar original é difícil providenciar cintas para os varões da armadura longitudinal nova que não estejam nos cantos e, devido à falta de directrizes, este tipo de encamisamento de pilares é baseado principalmente no bom senso do projectista. Rodriguez e Park acrescentam ainda ser necessária investigação experimental e analítica para fornecer informação sobre a resistência, a ductilidade e o comportamento sísmico de pilares de betão armado reparados e reforçados com armadura longitudinal nova colocada através da laje da estrutura.

Há alguns trabalhos experimentais publicados sobre o comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado.

Ramirez e Barcena apresentaram um trabalho em que se estuda o comportamento de pilares de betão armado de baixa qualidade à compressão simples reforçados em pisos isolados por encamisamento de betão armado [Ramirez e Barcena 1975]. O critério usado foi o de que o reforço por

si só seria capaz de resistir à carga de compressão de projecto do pilar original mal realizado. Foram realizados seis pilares reforçados por encamisamento de betão armado e seis pilares normais para comparação. Ramirez e Barcena concluem que a solução reforçada não é eficaz uma vez que apresenta apenas um aumento de resistência de 70% da resistência do pilar original quando estava projectado para resistir a 100% da resistência de projecto do pilar de projecto. Concluem ainda que um factor importante na resistência do pilar reforçado é o atrito e a aderência entre o betão novo e o betão velho. Para cargas de serviço, as armaduras de reforço têm uma deformação unitária cerca de 15% superiores às das armaduras do pilar original, isto significa, tendo em conta o módulo de elasticidade superior do betão do reforço, que a carga que se transmite a este último é cerca de 40% a 45% superior à que se transmite ao pilar original. Para a carga de rotura teórica do pilar pode-se dizer que o reforço absorve cerca de 60% da mesma e o pilar original 40% aproximadamente. Para a carga de rotura real do pilar reforçado, 48% é resistido pelo reforço e 58% pelo pilar original. De verificar que este método de reforço é mais eficaz que o reforço com cantoneiras metálicas também abordado neste estudo.

Rodriguez e Park apresentam um trabalho [Rodriguez e Park 1994] sobre um estudo experimental relativo ao comportamento sísmico de pilares de betão armado reparados e reforçados com encamisamento de betão armado. Os pilares considerados foram dimensionados com a prática corrente na Nova Zelândia anterior aos anos 70. O objectivo deste trabalho foi investigar o aumento de resistência, rigidez e ductilidade que pode ser atingido com o encamisamento de pilares existentes danificados ou não. Foram construídos quatro modelos de pilares de betão armado, referidos como unidades S1, S2, S3 e S4. Cada modelo tinha um comprimento de 3,3m e representava a região entre as secções do meio de dois pilares de andares sucessivos de um pórtilco. As unidades S1 e S4 foram previamente danificadas submetendo-as a carregamento sísmico simulado e posteriormente encamisadas tornando-se as unidades SS1 e SS4, respectivamente. As unidades S2 e S3 foram encamisadas sem serem previamente ensaiadas tornando-se as unidades SS2 e SS3, respectivamente. O betão usado no encamisamento foi betão normal e foi colocado com os pilares na posição vertical. Antes da betonagem a superfície das unidades S2 e S3 foi picada até atingir uma rugosidade de cerca de 2mm a 3mm. No caso das unidades previamente danificadas, S1 e S4, todo o betão solto foi removido. Nas lajes foram abertos orifícios para passar a armadura longitudinal de reforço. O carregamento consistiu numa carga lateral cíclica quase estática aplicada a meia altura dos modelos. Os pilares não estavam sujeitos a carga axial quando foram construídos os encamisamentos. O cociente de carga axial de compressão foi cerca de 0,2 para os modelos não reforçados e cerca de 0,1 para os modelos reparados/reforçados. O deslocamento de cedência para as unidades reforçadas SS1, SS2, SS3 e SS4 foi calculado a partir da rigidez para um deslocamento lateral medido na secção central para uma carga de $0,75H_{ACI}$ ou para a cedência da armadura longitudinal, aquele que fosse menor, extrapolando linearmente para H_{ACI} . Devido à significativa diminuição da relação carga lateral-deslocamento medida durante os

testes dos modelos não-reforçados S1 e S4, causada principalmente devido a aderência inadequada, o deslocamento de cedência nestes modelos foi definido como o deslocamento da secção central medido para H_{ACI} . As curvas histeréticas carga lateral-deslocamento registadas para os quatro modelos reforçados indicaram uma boa dissipação de energia e apenas uma pequena redução da resistência no fim do ensaio. O aumento de rigidez, resistência e ductilidade dos modelos encamisados pode ser observado. Por comparação verifica-se que a resistência e a rigidez da unidade encamisada SS1, por exemplo, foram cerca de três vezes superiores às da unidade S1. A ductilidade dos pilares reforçados atingiu um nível satisfatório para estruturas dúcteis. As curvas histeréticas dos modelos SS1 e SS4, que foram previamente danificados, são muito semelhantes às dos modelos SS2 e SS3, que não foram danificados antes dos respectivos ensaios. Isto sugere que os danos prévios não influenciam significativamente o comportamento dos pilares reforçados. Também se pode concluir que a utilização de agrupamentos de varões não influencia negativamente o comportamento de pilares encamisados. Os testes indicaram ainda que a maior quantidade de armadura transversal usada nos encamisamentos das unidades SS3 e SS4 resultaram num melhoramento não significativo do comportamento sísmico. Os autores concluem que, para pilares com cargas axiais relativamente baixas de $0,1f_c'A_g$, os testes de carga lateral mostraram que a quantidade de armadura de confinamento recomendada pelo ACI Code é desnecessariamente elevada. Referem ainda que, para esta situação, o New Zealand Code exige cerca de 40% menos do valor recomendado no ACI Code. Outra conclusão importante refere-se à maior eficácia do reforço se as armaduras longitudinais atravessarem os pisos através de orifícios abertos nestes. As conclusões finais deste artigo são as seguintes: (1) os pilares dimensionados na Nova Zelândia nos anos 50 podem ter baixa ductilidade; (2) a resistência e a rigidez de pilares reforçados por encamisamento de betão armado são cerca de três vezes superiores às dos pilares originais. Durante ensaios cíclicos laterais quasi-estáticos, com factores de ductilidade de deslocamento nominal imposto até 6, observou-se uma dissipação de energia muito boa e apenas uma pequena redução de resistência. O efeito dos danos no pilar, anteriores ao encamisamento, e os dois tipos de pormenorização de armaduras usados no encamisamento não tiveram influência significativa no comportamento sísmico global dos pilares encamisados; (3) o reforço com encamisamento de betão armado aumenta significativamente a rigidez, a resistência e a ductilidade de pilares de betão armado dimensionados de acordo com antigos códigos. Contudo, esta técnica de reforço é trabalhosa.

Hayashi *et al.* num trabalho publicado descreve um ensaio realizado com o objectivo de quantificar o incremento na resistência ao corte e na ductilidade obtido com o reforço por encamisamento de betão armado [Hayashi *et al.* 1980]. Foram construídos quatro modelos de pilares a uma escala de aproximadamente 1/2. O modelo C-1 foi dimensionado para representar o pilar existente. Os modelos C-2 e 3 são pilares reforçados com 4,5cm de espessura de argamassa e malha de aço soldada. Estes modelos são diferentes na localização da sobreposição das malhas de aço soldadas

relativamente à direcção de carregamento. O modelo C-4 é um pilar reforçado da mesma maneira com 9,0cm de espessura de argamassa e malha de aço soldada. Cada pilar reforçado tem uma folga de 3,0cm de espessura em ambas as extremidades. A argamassa foi colocada na cofragem sob pressão. A malha de aço soldada é constituída por varões de 6mm de diâmetro espaçados de 50mm nas duas direcções. O modelo C-1, pilar não reforçado, deteriorou a sua capacidade muito cedo, antes dos varões da armadura de tracção entrarem em cedência, quando ocorreu rotura na aderência entre o betão e os varões da armadura de tracção. Todos os modelos reforçados apresentaram deterioração da capacidade de carga quando a armadura de tracção entrou em cedência antes da carga máxima. Este método de reforço foi considerado como muito eficaz para pilares com baixa resistência ao corte e baixa ductilidade.

Bett *et al.* apresentaram um trabalho sobre a eficácia de três técnicas de reparação e/ou reforço no melhoramento da resposta a cargas laterais de pilares curtos de betão armado [Bett *et al.* 1988]. Relatórios de observação de estruturas danificadas por sismos indicam que os pilares são elementos estruturais vulneráveis. O comportamento dominado pelo corte é muito comum em pilares que apresentam relações vão de corte - altura inferiores a 2,5. Elementos originalmente dimensionados como pilares curtos podem ter um comportamento satisfatório sob a acção de cargas laterais desde que se providencie resistência ao corte suficiente. No entanto, alguns pilares curtos são construídos sem intenção quando existem elementos rígidos a restringir a deformação lateral do pilar em parte da sua altura. O corte correspondente à formação de rótulas plásticas nas extremidades do pilar aumenta com a diminuição do comprimento do pilar. Carregamento sísmico severo de pilares com uma pequena relação vão de corte - altura e com armadura transversal muito espaçada geralmente resulta em rotura dominada por corte o que pode provocar o colapso estrutural por formação de um "single-story side/sway mechanism". Esses pilares têm de ser reforçados aumentando a sua resistência ao corte. Isto tem de ser feito economicamente e o pilar reforçado tem de entrar em rotura por flexão e não por corte. Quatro técnicas possíveis são: 1) encamisamento do pilar com secções quadradas ou circulares em aço, 2) encamisamento com travessas de aço, 3) confinamento com malha de aço soldada e 4) confinar por adição de cintas. Após a adição da armadura de corte, o pilar é encamisado com betão projectado ou argamassa para proteger o aço adicionado e para o fazer trabalhar integralmente com o pilar original. Bett *et al.* realizaram três tipos de modelos. Os modelos foram realizados à escala 2/3. O modelo 1-1 foi testado, reparado, reforçado e ensaiado novamente como modelo 1-1R. Os restantes modelos 1-2 e 1-3 foram reforçados antes do ensaio. O modelo 1-1 era um pilar curto entre dois largos blocos os quais ligavam o modelo ao pórtico de carga, onde se efectuava a ancoragem da armadura longitudinal do pilar. A armadura transversal foi dimensionada e pormenorizada de acordo com a prática corrente de estruturas dimensionadas nos EUA no final dos anos 50 princípio dos anos 60. O modelo 1-2 foi reforçado com um encamisamento de betão projectado. O modelo 1-3 tinha o mesmo encamisamento de betão projectado e ainda varões longitudinais a meio das faces ligadas

por conectores inseridos através de orifícios abertos no pilar original e ligados com uma resina epóxida. Nenhum dos varões longitudinais do encamisamento foi ancorado aos blocos, pelo que não representavam incremento na armadura de flexão na secção crítica. Desprezando o efeito dos conectores no modelo 1-3, as resistências ao corte e à flexão calculadas dos modelos 1-2 e 1-3 são idênticas. O reforço dos modelos 1-2 e 1-3 envolveu o encamisamento do pilar original com betão projectado e armadura transversal pouco espaçada. Para suportar as cintas foram colocados varões longitudinais nos cantos do encamisamento sem no entanto serem ancorados aos blocos. Os modelos foram primeiro sujeitos a um tratamento com jacto de areia para aumentar a sua rugosidade. A reparação do modelo 1-1 foi feita em duas operações. Em primeiro lugar todo o recobrimento foi picado e removido. Foram então abertos furos através dos pilares. Os conectores foram inseridos e colados com resina epóxida. Em segundo lugar, a armadura de reforço foi colocada no lugar e o betão foi projectado. O sistema de carregamento era constituído por uma carga axial constante e a extremidade superior de cada modelo foi submetida a ciclos de deslocamento lateral. O sistema de carregamento tem três componentes separadas. 1. Sistema hidráulico controlado manualmente para manter a carga axial; 2. Sistema hidráulico servo-controlado para aplicar a carga lateral variável e 3. Actuadores hidráulicos agrupados para prevenir que a parte superior dos modelos sofresse rotação. O pilar original mostrou um comportamento histerético estável até inclinações de 1%. Apresentou uma considerável perda de rigidez para amplitude de 1,5 % e instabilidade e degradação da histerese acima de 1,5% de amplitude após a qual começa o esmagamento e a perda de rigidez. No primeiro ciclo para cada nível de amplitude, o modelo reparado 1-1R apresentou um comportamento carga-deslocamento semelhante ao dos modelos reforçados mas degradou-se muito mais rapidamente do que os modelos reforçados sob ciclos de amplitude constante acima de 1,5% de amplitude. Nem os modelos reforçados nem o modelo reparado exibiram a perda severa de rigidez observada no modelo original para níveis de amplitude superiores a 1%. O modelo original 1-1 e o modelo reparado 1-1R exibiram a maior degradação de resistência com ciclos de amplitude constante. Os modelos reforçados 1-2 e 1-3 apresentaram a menor degradação. A resistência do modelo original 1-1 decresceu para inclinações laterais acima de 1%. Os outros modelos não mostraram decréscimo na capacidade, mesmo para inclinações de 2,5%. Os modelos reforçados apresentaram modos de fissuração por flexão ou por combinação de flexão e corte em contraste com o modelo original e o modelo reparado que exibiram modos de fissuração dominados por corte. Em conclusão Bett *et al.* dizem que o modelo representando um pilar existente teve um comportamento fraco sob a acção de deformações laterais cíclicas excedendo 0,5% de amplitude. A Análise indicou que a rotura seria frágil dominada por corte. Para evitar rotura frágil, a capacidade de corte foi aumentada mas os varões de flexão não atingiram a cedência. A capacidade lateral do pilar reforçado pode ser calculada com fiabilidade assumindo compatibilidade completa entre o encamisamento de betão projectado e o pilar original. Um dos modelos reforçados tinha varões longitudinais a meio das faces do encamisamento e conectores que atravessavam o pilar original

ancorados com resina epóxida. Esta modificação não afectou de forma significativa a rigidez do pilar nem a resistência do mesmo para carga monotónica mas melhorou a manutenção da resistência e da rigidez para ciclos de deslocamento lateral alternados excedendo 2% de amplitude. Quando um pilar muito danificado foi reparado por encamisamento do interior com betão projectado e armadura transversal pouco espaçada e conectores a atravessar o pilar original, apresentou uma resistência e uma rigidez quase iguais às do pilar não-danificado reforçado com o mesmo encamisamento.

Gomes e Appleton apresentam um trabalho com os resultados de uma série de ensaios de pilares de betão armado submetidos a acções cíclicas alternadas [Gomes e Appleton 1994]. O objectivo destes ensaios foi o de observar o comportamento de pilares de betão armado sob acções alternadas e avaliar experimentalmente a eficácia de técnicas de reparação e reforço de pilares, tendo-se procedido à reparação de modelos previamente ensaiados até à rotura, por encamisamento ou reparação local da zona danificada. O processo de reparação local da zona danificada consistiu na substituição do betão dessa região, localizada no encastramento. A reparação iniciou-se com o escoramento e com a remoção de todo o betão degradado. As armaduras foram cortadas e a continuidade foi restabelecida por soldadura tendo-se utilizado uma emenda por sobreposição lateral dupla. Antes da betonagem limpavam-se as superfícies com jacto de ar, de água e novamente de ar até à secagem. Seguidamente aplicou-se resina epóxida no betão e nas armaduras para garantir uma melhor ligação entre os materiais. A reparação e reforço dos pilares por encamisamento iniciou-se pela remoção do betão danificado da zona inferior do pilar, procedendo-se de seguida à preparação da superfície lateral do pilar. Retirou-se o betão de recobrimento até expor as armaduras para garantir uma melhor ligação destas ao novo betão. As novas armaduras, colocadas exteriormente, foram ancoradas com resina epóxida na base do encastramento do pilar, tendo-se aberto previamente furos com 25mm de profundidade. O carregamento aplicado consistiu num esforço axial e numa história de deslocamentos horizontais imposta no topo do pilar. Os resultados dos ensaios permitiram tirar as seguintes conclusões: (1) Para os modelos ensaiados com o mesmo nível de esforço axial, o aumento da cintagem produz um acréscimo da ductilidade em deslocamento, um claro aumento da capacidade de dissipação de energia e ligeiros incrementos na força de cedência e na força máxima; (2) Para os modelos com uma distribuição de armaduras idêntica, constituídos por materiais com resistências semelhantes e ensaiados sob uma história de deslocamentos semelhante, a um maior esforço axial correspondem força de cedência e força máxima superiores mas uma menor ductilidade e, conseqüentemente, uma menor energia dissipada. Nos modelos com a cintagem mais elevada a variação do nível do esforço axial não influencia o valor da ductilidade. Relativamente à eficácia das reparações, Gomes e Appleton concluem que o modelo reparado localmente apresentou globalmente um melhor comportamento. A força máxima, ductilidade e energia dissipada são superiores o que segundo os autores é devido à maior quantidade de armadura transversal existente na zona reparada e à maior resistência

conferida pela argamassa de reparação. Mantendo-se o nível de cintagem verifica-se que a força máxima e a ductilidade do pilar reparado são idênticas às do pilar original. Relativamente aos pilares encamisados verificou-se que a força e a energia de cedência são inferiores aos modelos iniciais devido à menor rigidez inicial que os modelos encamisados apresentaram. Este facto é explicado pelos autores como sendo devido à ocorrência de deformações na interface entre o betão de encamisamento e o betão inicial. Os valores da força máxima são semelhantes. O pilar encamisado com cintagem inferior apresentou valores ligeiramente inferiores. O pilar encamisado com cintagem maior apresentou um comportamento mais dúctil que o modelo de referência. Numa apreciação global final, os autores referem que: a) em todas as reparações/reforços efectuados nunca se atingiu a rigidez da solução monolítica. Mantendo-se a mesma cintagem observou-se uma perda de 10% a 30%. A perda de rigidez inicial é parcialmente compensada com um aumento da cintagem. b) os modelos reparados apresentam uma resistência máxima com um valor semelhante ao dos modelos monolíticos, podendo até superá-la se o nível de cintagem for reforçado. c) a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia dos modelos reparados é sempre inferior à das soluções monolíticas. Porém, se o nível de cintagem for aumentado aquele valor pode facilmente ser ultrapassado, principalmente nas soluções que apresentam inicialmente uma cintagem baixa. Concluem afirmando que os níveis de desempenho das soluções monolíticas são facilmente atingidos após reparação ou reforço de um pilar de betão armado desde que na solução reparada se utilize um nível de cintagem superior ao da solução monolítica.

Alcocer e Jirsa num trabalho publicado apresentam resultados experimentais de 4 ligações interiores de pórticos à escala real dimensionados de acordo com a prática corrente dos anos 50, ensaiados por aplicação de uma carga cíclica, reparados e reforçados por encamisamento de betão armado dos pilares apenas ou dos pilares e das vigas e ensaiados novamente por aplicação de uma carga cíclica [Alcocer e Jirsa 1990]. Um modelo foi ensaiado até à rotura (ME1), reparado por encamisamento dos pilares com agrupamentos de armadura longitudinal e re-ensaiado (ME1-R). Um segundo modelo idêntico foi construído e reforçado sem danos para permitir uma comparação do efeito do interior dos pilares danificados na resposta (ME2). Para comparar o efeito dos agrupamentos de varões, os pilares de um terceiro modelo foram encamisados com a armadura longitudinal distribuída à volta dos mesmos (ME3). No quarto modelo os pilares foram encamisados com armaduras distribuídas e as vigas encamisadas de forma a incrementar moderadamente a sua capacidade à flexão (ME4). Os modelos foram ensaiados por aplicação de uma carga cíclica bi-direcional. Verificou-se que o encamisamento pode mudar o modelo estrutural de viga forte-pilar fraco para pilar forte-viga fraca. Encamisando o elemento fraco, o pilar, a resistência e a rigidez foram 35% e 45%, respectivamente, dos valores obtidos com o redimensionamento da estrutura não-danificada. Com confinamento adequado e um pilar forte (em relação à resistência da viga) o agrupamento de varões no pilar não teve um efeito negativo no comportamento dos modelos. Na ligação utilizaram-se cantoneiras e travessas em aço para

confinar o betão. Este método provou ser eficaz. O betão do pilar original foi retirado até expor os agregados por meio de martelo pneumático. Não foi detectada perda de aderência entre o betão velho e o betão novo. Alcocer e Jirsa concluem que o encamisamento dos pilares foi feito facilmente e a colocação das cofragens não foi difícil. Já o encamisamento de pilares e vigas requer trabalho intensivo e pormenorização detalhada o que pode ser anti-económico para o caso dos EUA.

Stoppenhagen *et al.* publicam um trabalho sobre reparação sísmica e reforço de pórticos de betão armado severamente danificados [Stoppenhagen *et al.* 1995]. Um modelo de um pórtico de dois vãos e dois pisos a uma escala de 2:3 com pilares severamente danificados foi reparado e reforçado através do encamisamento total dos pilares danificados. Os danos caracterizavam-se por forte fissuração por corte e destacamento de betão na zona dos pilares entre vigas. Os novos pilares foram dimensionados de forma a aumentar a capacidade lateral do pórtico e a mudar o modo de rotura por corte nos pilares para formação de rótulas por flexão nas vigas. Os pilares foram dimensionados para terem 1,2 vezes a resistência das vigas de acordo com os requerimentos do ACI 318 para estruturas dúcteis. Para além de cintas rectangulares foram ainda colocadas cintas em forma de diamante para aumentar o confinamento na zona de maior esforço transversal. Um dos objectivos de qualquer esquema de reparação é desenvolver caminhos dúcteis de resistência a forças. Para atingir isto é necessário que a interacção entre a estrutura existente e o betão novo seja eficaz. No caso deste pórtico, a interacção entre as vigas e os pilares era essencial para transmitir o modo de rotura para as vigas. A rugosidade da superfície existente foi aumentada por meio de martelos eléctricos para aumentar a interacção entre o betão novo e o existente. Foram abertos orifícios nas vigas para que a armadura nova de corte dos pilares fosse contínua formando juntas viga-pilar mais efectivas. Também nas lajes foram abertos orifícios para que a nova armadura longitudinal dos pilares fosse contínua. O pórtico original foi previamente ensaiado para determinar a sua rigidez lateral para comparar posteriormente com os ensaios com o pórtico reforçado. As cargas no teste do pórtico original foram mantidas propositadamente baixas para evitar danos nos pilares fracos. O pórtico reforçado foi ensaiado em cinco ciclos de carregamento para níveis crescentes de amplitude. Durante os ciclos de amplitude baixa as fissuras nas vigas dos testes anteriores começaram a abrir. Isto aconteceu antes de ter aparecido qualquer fissuração nos pilares. Durante estes ciclos as curvas carga-deformação indicaram que a rigidez do pórtico reforçado era aproximadamente a mesma do pórtico original. Apesar de os cálculos indicarem que o momento de inércia dos pilares reforçados é 26 vezes superior ao dos pilares originais, a rigidez das vigas pré-fissuradas e previamente danificadas dominava a rigidez global do pórtico. Usando uma rigidez das vigas danificadas aproximadamente igual a metade da rigidez das vigas originais, a rigidez global calculada para o pórtico reforçado era aproximadamente igual à rigidez do pórtico original. A observação da profundidade das fissuras nas vigas durante os testes confirmou esta suposição e explicou razoavelmente a falta de aumento de rigidez global do pórtico apesar do

aumento de rigidez dos pilares. Isto talvez pudesse ter sido aligeirado através da injeção de resina epóxida para aumentar a aderência dos varões da armadura longitudinal das vigas. Comparando as curvas carga-amplitude dos ensaios completos concluiu-se que a capacidade lateral do pórtico reforçado era aproximadamente cinco vezes a capacidade do pórtico original. As tensões medidas nas armaduras transversais indicaram que a sobreposição de cintas em forma de diamante a cintas rectangulares foi bastante eficaz na resistência às grandes forças de corte nesta região. Os pilares foram reforçados com sucesso e conseguiu-se aumentar a capacidade e melhorar o comportamento cíclico. Os autores referem ainda a importância no sucesso do método de reforço da excelente interacção observada entre o betão novo e o existente. Todas as indicações mostraram que os pilares se comportaram monoliticamente. Também se verificou a transferência do modo de rotura frágil por corte nos pilares para rotura dúctil por flexão nas vigas.

Alcocer apresenta um trabalho sobre ligações em pórticos de betão armado reabilitados por encamisamento [Alcocer 1993]. Relativamente ao trabalho anterior é de salientar que, para melhorar a aderência entre o betão velho e o betão novo, a superfície do pilar original foi picada à mão até expor os agregados e posteriormente limpa de pequenas partículas e pó através de uma escova dura e um aspirador. Alcocer faz, ainda sobre esta matéria, referência ao trabalho de Bass *et al.* de 1989 em que se conclui que praticamente qualquer tratamento da rugosidade da superfície é adequado para transferir esforços de corte desde que a argamassa exterior e pó sejam removidos e alguns agregados expostos. Alcocer, citando ainda o trabalho de Bass, diz que os resultados deste não parecem justificar o uso de um agente ligante. A deterioração da rigidez em ciclos completos foi medida utilizando os picos de rigidez. A rigidez de todos os modelos deteriorou-se mais rapidamente na primeira fase de carregamento. Alcocer faz referência a um trabalho de Guimarães onde se verifica que a degradação da rigidez de modelos de betão corrente (inferior a $41,3MPa$) mostra uma diminuição parabólica. A rigidez decai gradualmente com os ciclos. A aplicação de um novo nível de deformação reduz mais a rigidez. A diminuição de rigidez é atribuída ao esmagamento e ao destacamento do betão, danos no nó e deterioração da aderência. A energia de dissipação durante os testes foi calculada como a área dentro dos ciclos histeréticos. Todos os modelos reabilitados dissiparam muito mais energia do que a estrutura existente. Um coeficiente de amortecimento equivalente foi usado para comparar a capacidade de dissipação de energia dos modelos. Em geral os coeficientes de amortecimento aumentaram com a inclinação. Os coeficientes de amortecimento eram baixos e semelhantes em todos os testes. Os danos no betão, a degradação da aderência e a perda de resistência ao corte contribuíram para tornar mais estreitas as curvas histeréticas, logo reduzindo a quantidade de energia dissipada. Os coeficientes de amortecimento equivalentes dos modelos reabilitados foram cerca de 10% superiores aos da estrutura existente. Em conclusão, Alcocer afirma que os testes indicam que o encamisamento foi eficaz para reabilitar a estrutura existente. Os modelos reabilitados apresentaram melhor rigidez, resistência e capacidade de dissipação da energia total do que os da estrutura existente. Indica

ainda as seguintes conclusões relativamente à construção: na preparação da superfície, deve-se aumentar a rugosidade do betão e limpar (usando uma escova dura e um aspirador ou água) para obter uma boa aderência entre o betão existente e o betão novo; a perfuração das lajes e os orifícios abertos nas vigas (para encamisamento das vigas) devem ser o mais largos possível para permitir a colocação das armaduras e a colocação e consolidação do betão. Os furos nas vigas devem ser suficientes para permitir à argamassa penetrar no orifício e providenciar uma boa aderência à volta do varão. O tempo envolvido na preparação da superfície e na execução dos furos nas vigas e lajes da estrutura com pilares e vigas encamisados foi cerca de nove vezes superior ao da estrutura com apenas os pilares encamisados. A pormenorização das armaduras é de importância capital para um bom desempenho da estrutura. Ligações de aço soldadas devem ser consideradas para confinar os nós. A cofragem deve ser dimensionada de forma a permitir a libertação de bolhas de ar nas extremidades. O uso de superplastificantes é indicado para aumentar a trabalhabilidade do betão. Alcocer conclui ainda que devido ao tempo gasto na preparação da superfície e na execução das perfurações, à aplicação das ligações metálicas para confinar as ligações viga-pilar e aos elevados custos da cofragem, o encamisamento de vigas pode ser anti-económico nos EUA. Relativamente a considerações de dimensionamento, Alcocer diz que os requisitos do ACI Building-Code podem ser usados para dimensionar o encamisamento. Deve-se ter em conta a transição do modo de rotura e a redistribuição de forças. A resistência ao corte das vigas deve ser suficiente para desenvolver rótulas na viga. A localização da secção crítica da viga e a participação da armadura existente e da armadura da laje devem ser tidas em conta. Todos os modelos mantiveram a sua resistência mesmo com deformações de 4% de amplitude. O comportamento dúctil está associado à formação de rótulas nas vigas, compatível com a filosofia de dimensionamento pilar forte-viga fraca. A rigidez até 0.5% de amplitude pode ser estimada usando uma rigidez à flexão de $0,5E_cI_g$ para vigas. Se as vigas estão encamisadas E_c corresponde ao módulo de elasticidade do betão encamisado. De igual forma pode-se usar uma rigidez à flexão de $0,6E_cI_g$ para pilares encamisados. A disposição das armaduras longitudinais é uma questão importante. O uso de armadura longitudinal distribuída reduz a possibilidade de rotura na aderência relativamente à alternativa de usar agrupamentos de armaduras. Os testes mostraram ainda que encamisando os elementos mais danificados, pilares e ligações, a resistência a 2% de amplitude e a rigidez a 0,5% de amplitude foram 63% e 52% respectivamente dos valores obtidos nos modelos não danificados.

Ramirez *et al.* apresentam em 1992 um relatório [Ramirez *et al.* 1992b] sintetizado num artigo [Ramirez *et al.* 1993b] de um trabalho sobre reparação local de pilares de betão armado com perda total de resistência à compressão, já referido no ponto 5, cujo programa cobre cinco tipos de reparação. O primeiro método é baseado na transferência de tensões através da resistência ao corte entre o betão original e o betão polimérico gerada por aderência e atrito. Neste método de reparação por encamisamento de betão polimérico foi aplicada à volta do pilar uma malha metálica electro-

-soldada de forma a ter um mínimo de armadura e para evitar o destacamento de fragmentos na rotura. Finalmente e antes de colocar as cofragens as paredes internas foram revestidas com um primário com cera líquida. O objectivo desta operação era permitir o betão polimérico ser colocado em apenas 3cm de espaço. A desmoldagem foi realizada 24 horas mais tarde e os ensaios foram realizados cerca de duas semanas depois. Antes dos ensaios dos pilares reparados, três pilares de referência foram ensaiados, cada um correspondendo a uma das três séries deste programa de investigação. Nos três casos a rotura foi produzida na secção central com encurvadura localizada de alguns varões da armadura longitudinal. A rotura dos pilares reparados com encamisamento de betão polimérico produziu-se de duas maneiras diferentes. Nas séries N-1 e N-3 o pilar original rompeu por compressão com encurvadura localizada de alguns varões da armadura longitudinal. Na série N-1 observaram-se algumas fissuras nos cantos do betão polimérico pelo que se pode depreender que a rotura da reparação estava perto. Na série N-3 não apareceram fissuras no betão polimérico, entrando em rotura apenas o pilar original. Na série N-2 a rotura deu-se no betão polimérico tendo-se produzido devido a tracções nos cantos e foi frágil e barulhenta. Aproveitando esta oportunidade removeu-se o betão polimérico e observou-se uma rotura por corte no betão original, mas não no plano de contacto entre os dois betões, o que demonstra a boa aderência entre os dois. As conclusões do relatório são as indicadas a seguir. As resistências obtidas nos ensaios à compressão dos pilares reparados pelos dois métodos foram superiores às obtidas com os pilares de referência das respectivas séries com aumentos entre 16% e 18%. A explicação avançada pelos autores prende-se com a menor esbelteza dos pilares não reparados na zona reparada. O procedimento de cálculo concebido para o dimensionamento do encamisamento de betão polimérico produziu resultados satisfatórios embora a suposição de pressão constante numa secção quadrada não seja correcta. A relação entre a rotura real da reparação e a rotura teórica (descontando a força transmitida pelos varões da armadura longitudinal) foi superior a 1,09 praticamente semelhante a 1,11 obtido com os pilares de referência originais. Os cálculos são muito sensíveis às características mecânicas do betão original pelo que na prática é muito importante determinar essas características através da extracção de carotes, etc. Uma variação da resistência à compressão do betão de 20% implica uma variação da resistência da reparação calculada de 15%. O encamisamento polimérico comportou-se monoliticamente com o pilar original até à rotura sem se detectar escorregamento relativo. As vantagens principais deste método são a espessura reduzida, a facilidade de execução e o baixo custo. De acordo com os cálculos a armadura necessária é praticamente nula. O inconveniente é a necessidade de proteger contra incêndio, uma vez que estas resinas mantêm as suas propriedades até temperaturas da ordem dos 100°C.

Ramirez *et al.* publicaram um trabalho [Ramirez *et al.* 1977] no seguimento do trabalho [Ramirez e Barcena 1975] sobre quatro métodos de reforço de pilares de betão armado. As técnicas de reforço estudadas neste trabalho são um melhoramento das técnicas abordadas no último trabalho [Ramirez e

Barcena 1975]. Uma das técnicas consiste no encamisamento do pilar em betão armado produzindo previamente no betão original reentrâncias rectangulares de 2cm de profundidade. Uma outra técnica estudada consistia no encamisamento em betão armado picando previamente as arestas do pilar original, colocando quatro armaduras no centro dos lados e uma armadura em hélice unida às armaduras novas e às originais com um espaçamento de 6cm. Foram ensaiadas seis séries de pilares, formada cada uma por um pilar original sem reforço e dois pilares reforçados por dois dos quatro métodos estudados. Os três pilares de cada série ensaiaram-se utilizando uma prensa de 250t com capacidade para pilares de 2m de altura e provida de rótula. A idade do betão na altura do ensaio foi de 100 dias para o pilar original e de 50 dias para o reforço com o objectivo de simular as condições de obra. A rotura do pilar não reforçado produziu-se em geral na parte superior do pilar, a 40cm~50cm da parte inferior da laje o que é lógico devido à segregação do betão e à menor compactação nesta zona em relação à inferior. Nos pilares reforçados por encamisamento de betão armado, a rotura deu-se fundamentalmente na laje original de baixa qualidade. Próximo da rotura surgiram algumas fendas verticais que afectavam as arestas do pilar reforçado perto da parte inferior da laje. Para a carga de serviço, a deformabilidade dos reforços em betão é cerca de 50% da deformabilidade dos reforços metálicos. A repartição de carga foi deduzida a partir dos valores lidos nos extensómetros eléctricos. Verificou-se para as soluções de reforço em betão que o reforço vai perdendo participação ao aumentar a carga. Para qualquer uma das quatro técnicas usadas alcançou-se o valor de resistência projectada para o pilar original.

Anexo B**Resultados dos Ensaios do Grupo 1 da Fase I**

Neste Anexo apresentam-se os resultados do estudo experimental realizado para investigar a influência da rugosidade da superfície da interface na resistência da mesma, descrito no sub-capítulo 2.1.

Nos 7 quadros que se seguem, relativos a cada uma das situações consideradas, estão registados os valores nominais, obtidos na rotura, da carga aplicada pela prensa de ensaios, da tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear*, da tensão de tracção na interface dos provetes *pull-off*, da tensão de compressão nos provetes cúbicos. Apresentam-se igualmente a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação desses valores relativos a provetes idênticos.

Provetes ST

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1142,01 kN	50,76 MPa	50,95 MPa	0,48 MPa	0,94 %
EC2	1138,57 kN	50,60 MPa			
EC3	1158,78 kN	51,50 MPa			
EC4	1047,71 kN	46,56 MPa	47,42 MPa	1,10 MPa	2,32 %
EC5	1094,80 kN	48,66 MPa			
EC6	1058,50 kN	47,04 MPa			
SST1	154,21 kN	1,78 MPa	1,30 MPa	0,44 MPa	33,85 %
SST2	61,41 kN	0,71 MPa			
SST3	91,63 kN	1,06 MPa			
SST4	113,50 kN	1,31 MPa			
SST5	143,52 kN	1,66 MPa			
POT1	-	-	-	-	-
POT2	-	-			
POT3	-	-			
POT4	-	-			
POT5	-	-			

Provetes EA

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1124,35 kN	49,97 MPa	49,66 MPa	0,47 MPa	0,95 %
EC2	1105,34 kN	49,13 MPa			
EC3	1122,70 kN	49,90 MPa			
EC4	1031,03 kN	45,82 MPa	46,11 MPa	0,70 MPa	1,52 %
EC5	1055,56 kN	46,91 MPa			
EC6	1026,13 kN	45,61 MPa			
SST1	1003,56 kN	11,57 MPa	10,67 MPa	0,95 MPa	8,90 %
SST2	946,67 kN	10,92 MPa			
SST3	961,38 kN	11,09 MPa			
SST4	927,05 kN	10,70 MPa			
SST5	785,78 kN	9,07 MPa			
POT1	10,5 kN	2,37 MPa	1,92 MPa	0,26 MPa	13,54 %
POT2	8,5 kN	1,92 MPa			
POT3	8,0 kN	1,81 MPa			
POT4	8,0 kN	1,81 MPa			
POT5	7,5 kN	1,70 MPa			

Provetes PP

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1181,83 kN	52,53 MPa	51,40 MPa	1,17 MPa	2,28 %
EC2	1158,03 kN	51,47 MPa			
EC3	1129,44 kN	50,20 MPa			
EC4	997,68 kN	44,34 MPa	45,46 MPa	1,14 MPa	2,51 %
EC5	1022,20 kN	45,43 MPa			
EC6	1048,69 kN	46,61 MPa			
SST1	472,25 kN	5,45 MPa	6,24 MPa	1,29 MPa	20,67 %
SST2	714,17 kN	8,24 MPa			
SST3	568,00 kN	6,55 MPa			
SST4	421,83 kN	4,87 MPa			
SST5	525,82 kN	6,07 MPa			
POT1	7,0 kN	1,58 MPa	1,47 MPa	0,11 MPa	7,48 %
POT2	7,0 kN	1,58 MPa			
POT3	6,0 kN	1,36 MPa			
POT4	6,5 kN	1,47 MPa			
POT5	6,0 kN	1,36 MPa			

Provetes PPS

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1209,37 kN	53,75 MPa	52,90 MPa	0,80 MPa	1,51 %
EC2	1173,45 kN	52,15 MPa			
EC3	1187,97 kN	52,80 MPa			
EC4	981,00 kN	43,60 MPa	45,71 MPa	1,86 MPa	4,07 %
EC5	1043,78 kN	46,39 MPa			
EC6	1060,46 kN	47,13 MPa			
SST1	571,92 kN	6,60 MPa	6,64 MPa	0,87 MPa	13,10 %
SST2	590,56 kN	6,81 MPa			
SST3	474,22 kN	5,47 MPa			
SST4	684,74 kN	7,90 MPa			
SST5	556,23 kN	6,42 MPa			
POT1	4,0 kN	0,91 MPa	1,02 MPa	0,13 MPa	12,75 %
POT2	4,0 kN	0,91 MPa			
POT3	5,5 kN	1,24 MPa			
POT4	4,5 kN	1,02 MPa			
POT5	4,5 kN	1,02 MPa			

Provetes JA

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1159,97 kN	51,55 MPa	50,60 MPa	1,13 MPa	2,23 %
EC2	1145,30 kN	50,90 MPa			
EC3	1110,42 kN	49,35 MPa			
EC4	1019,26 kN	45,30 MPa	45,14 MPa	1,98 MPa	4,39 %
EC5	1058,50 kN	47,04 MPa			
EC6	969,23 kN	43,08 MPa			
SST1	1395,96 kN	16,11 MPa	14,13 MPa	1,21 MPa	8,56 %
SST2	1120,30 kN	12,93 MPa			
SST3	1239,00 kN	14,30 MPa			
SST4	1180,14 kN	13,62 MPa			
SST5	1186,03 kN	13,68 MPa			
POT1	12,5 kN	2,83 MPa	2,65 MPa	0,17 MPa	6,42 %
POT2	12,0 kN	2,72 MPa			
POT3	12,0 kN	2,72 MPa			
POT4	10,5 kN	2,38 MPa			
POT5	11,5 kN	2,60 MPa			

Provetes PT

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1078,12 kN	47,92 MPa	48,19 MPa	2,43 MPa	5,04 %
EC2	1032,99 kN	45,91 MPa			
EC3	1141,88 kN	50,75 MPa			
EC4	893,69 kN	39,72 MPa	40,78 MPa	0,96 MPa	2,35 %
EC5	935,87 kN	41,59 MPa			
EC6	923,12 kN	41,03 MPa			
SST1	1467,58 kN	16,93 MPa	16,96 MPa	0,73 MPa	4,30 %
SST2	1429,32 kN	16,49 MPa			
SST3	1482,29 kN	17,10 MPa			
SST4	1568,62 kN	18,10 MPa			
SST5	1401,85 kN	16,18 MPa			

Provetes JA (repetição)

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	993,75 kN	44,17 MPa	45,33 MPa	1,48 MPa	3,26 %
EC2	1008,47 kN	44,82 MPa			
EC3	1057,52 kN	47,00 MPa			
EC4	998,66 kN	44,38 MPa	44,35 MPa	1,18 MPa	2,66 %
EC5	1024,16 kN	45,52 MPa			
EC6	971,19 kN	43,16 MPa			
SST1	1319,45 kN	15,22 MPa	16,28 MPa	1,02 MPa	6,27 %
SST2	1436,18 kN	16,57 MPa			
SST3	1316,50 kN	15,19 MPa			
SST4	1502,89 kN	17,34 MPa			
SST5	1478,37 kN	17,06 MPa			

Anexo C

Resultados dos Ensaio do Grupo 2 da Fase I

Neste Anexo apresentam-se os resultados do estudo experimental realizado para investigar a influência da aplicação de resinas epóxicas na superfície da interface na resistência da mesma, descrito no sub-capítulo 2.2.

Nos 7 quadros que se seguem, relativos a cada uma das situações consideradas, estão registados os valores nominais, obtidos na rotura, da carga aplicada pela prensa de ensaios, da tensão tangencial na interface dos provetes *slant shear*, da tensão de tracção na interface dos provetes *pull-off*, da tensão de compressão nos provetes cúbicos. Apresentam-se igualmente a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação desses valores relativos a provetes idênticos.

Provetes ST+RE

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1162,07 kN	51,65 MPa	49,43 MPa	1,96 MPa	3,97 %
EC2	1078,09 kN	47,92 MPa			
EC3	1096,65 kN	48,74 MPa			
EC4	934,89 kN	41,55 MPa	41,01 MPa ⁽¹⁾	0,93 MPa	2,27 %
EC5	934,89 kN	41,55 MPa			
EC6	898,60 kN	39,94 MPa			
SST1	715,15 kN	8,25 MPa	9,08 MPa	0,56 MPa	6,17 %
SST2	836,79 kN	9,66 MPa			
SST3	785,78 kN	9,07 MPa			
SST4	824,04 kN	9,51 MPa			
SST5	771,07 kN	8,90 MPa			
POT1	10,0 kN	2,26 MPa	2,51 MPa	0,17 MPa	6,77 %
POT2	12,0 kN	2,72 MPa			
POT3	11,0 kN	2,49 MPa			
POT4	11,0 kN	2,49 MPa			
POT5	11,5 kN	2,60 MPa			

⁽¹⁾ Devido a uma avaria do vibrador, a compactação do betão foi efectuada com uma mesa vibratória de potência de vibração mais baixa, consequentemente a resistência dos cubos de referência apresenta valores inferiores aos esperados

Provetes ST+RET

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1139,91 kN	50,66 MPa	50,08 MPa	0,93 MPa	1,86 %
EC2	1102,64 kN	49,01 MPa			
EC3	1137,67 kN	50,56 MPa			
EC4	1004,14 kN	44,63 MPa	45,22 MPa	0,52 MPa	1,15 %
EC5	1026,13 kN	45,61 MPa			
EC6	1022,20 kN	45,43 MPa			
SST1	876,03 kN	10,11 MPa	11,20 MPa	0,89 MPa	7,95 %
SST2	1048,69 kN	12,10 MPa			
SST3	1021,22 kN	10,90 MPa			
SST4	1007,49 kN	10,75 MPa			
SST5	1136,98 kN	12,13 MPa			
POT1	11,5 kN	2,60 MPa	2,40 MPa	0,34 MPa	14,17 %
POT2	11,5 kN	2,60 MPa			
POT3	10,5 kN	2,38 MPa			
POT4	8,0 kN	1,81 MPa			
POT5	11,5 kN	2,60 MPa			

Provetes EA+RE

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1138,72 kN	50,61 MPa	50,88 MPa	1,16 MPa	2,28 %
EC2	1122,25 kN	49,88 MPa			
EC3	1173,60 kN	52,16 MPa			
EC4	1120,30 kN	49,79 MPa	49,38 MPa ⁽¹⁾	0,60 MPa	1,22 %
EC5	1117,36 kN	49,66 MPa			
EC6	1095,78 kN	48,70 MPa			
SST1	1183,09 kN	13,65 MPa	12,63 MPa	1,95 MPa	15,44 %
SST2	1223,31 kN	14,12 MPa			
SST3	937,84 kN	10,82 MPa			
SST4	886,82 kN	10,23 MPa			
SST5	1241,95 kN	14,33 MPa			
POT1	11,0 kN	2,49 MPa	2,24 MPa	0,27 MPa	12,05 %
POT2	9,5 kN	2,15 MPa			
POT3	10,5 kN	2,38 MPa			
POT4	8,0 kN	1,81 MPa			
POT5	10,5 kN	2,38 MPa			

⁽¹⁾ Devido ao facto desta amassadura ter sido realizada antes da aplicação da resina epóxida e, por essa razão ter estado mais tempo dentro da misturadora, com a agravante ainda da areia retirada recentemente da estufa estar a uma temperatura elevada, houve evaporação de água com a consequência da resistência dos cubos apresentar valores superiores aos esperados.

Provetes PP+RE

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1122,55 kN	49,89 MPa	49,69 MPa	0,30 MPa	0,60 %
EC2	1121,35 kN	49,84 MPa			
EC3	1110,13 kN	49,34 MPa			
EC4	1043,78 kN	46,39 MPa	46,61 MPa	0,27 MPa	0,58 %
EC5	1046,73 kN	46,52 MPa			
EC6	1055,56 kN	46,91 MPa			
SST1	934,89 kN	10,79 MPa	11,16 MPa	1,28 MPa	11,47 %
SST2	880,94 kN	10,16 MPa			
SST3	881,92 kN	10,18 MPa			
SST4	991,79 kN	11,44 MPa			
SST5	1148,75 kN	13,25 MPa			
POT1	6,5 kN	1,47 MPa	1,93 MPa	0,38 MPa	19,69 %
POT2	9,0 kN	2,04 MPa			
POT3	> 9,0 kN	> 2,04 MPa ⁽¹⁾			
POT4	10,5 kN	2,38 MPa			
POT5	8,0 kN	1,81 MPa			

⁽¹⁾ A rosca do disco colado no topo da carote entrou em cedência para uma força de tração de 9.0 kN

Provetes JA+RE

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1116,41 kN	49,62 MPa	50,80 MPa	1,14 MPa	2,24 %
EC2	1167,61 kN	51,89 MPa			
EC3	1144,85 kN	50,88 MPa			
EC4	1015,34 kN	45,13 MPa	45,30 MPa	1,53 MPa	3,38 %
EC5	1055,56 kN	46,91 MPa			
EC6	986,89 kN	43,86 MPa			
SST1	998,66 kN	11,52 MPa	11,57 MPa	0,30 MPa	2,59 %
SST2	1045,75 kN	12,07 MPa			
SST3	981,00 kN	11,32 MPa			
SST4	1002,58 kN	11,57 MPa			
SST5	983,94 kN	11,35 MPa			
POT1	11,5 kN	2,60 MPa	2,08 MPa	0,45 MPa	21,63 %
POT2	10,0 kN	2,26 MPa			
POT3	6,0 kN	1,36 MPa			
POT4	9,5 kN	2,15 MPa			
POT5	9,0 kN	2,04 MPa			

Provetes PT+RE

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1162,49 kN	51,67 Mpa	50,99 Mpa	1,46 MPa	2,86 %
EC2	1169,35 kN	51,98 Mpa			
EC3	1109,51 kN	49,31 MPa			
EC4	1004,54 kN	44,65 MPa	44,78 MPa	1,03 MPa	2,30 %
EC5	985,91 kN	43,82 MPa			
EC6	1032,01 kN	45,87 MPa			
SST1	1465,61 kN	16,91 MPa	16,99 MPa	0,23 MPa	1,35 %
SST2	1492,10 kN	17,22 MPa			
SST3	1445,01 kN	16,67 MPa			
SST4	1491,12 kN	17,21 MPa			
SST5	1468,56 kN	16,94 MPa			

Provetes JA+RER

	Carga de rotura	Tensão de rotura	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1196,82 kN	53,19 Mpa	53,79 Mpa	1,00 MPa	1,86 %
EC2	1236,06 kN	54,94 Mpa			
EC3	1197,80 kN	53,24 MPa			
EC4	1073,21 kN	47,70 MPa	46,71 MPa	0,88 MPa	1,88 %
EC5	1043,78 kN	46,39 MPa			
EC6	1035,94 kN	46,04 MPa			
SST1	1291,98 kN	14,91 MPa	14,65 MPa	0,62 MPa	4,23 %
SST2	1274,32 kN	14,70 MPa			
SST3	1226,25 kN	14,15 MPa			
SST4	1211,54 kN	13,98 MPa			
SST5	1344,95 kN	15,52 MPa			

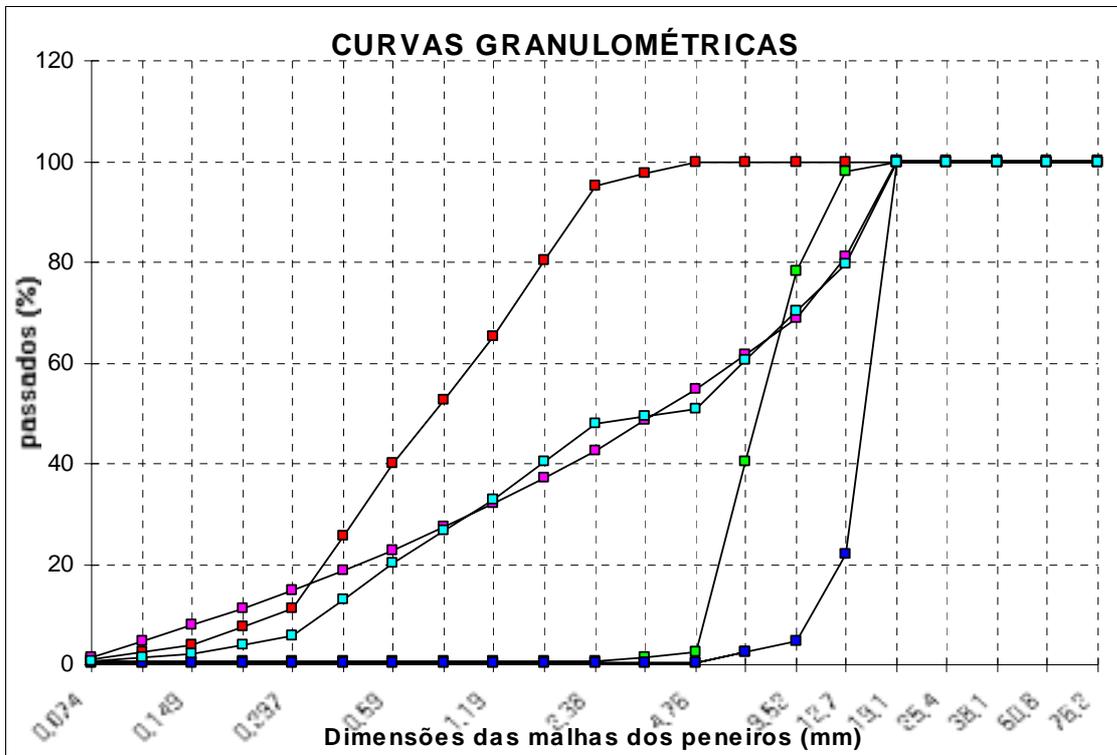
Anexo D

Composições dos Betões Utilizados na Fase I

Neste Anexo, apresentam-se as composições dos betões utilizados no estudo experimental realizado para investigar a influência de diferentes parâmetros na resistência da interface, designado Fase I e dividido nos Grupos 1 a 4, descrito no Capítulo 2 da tese.

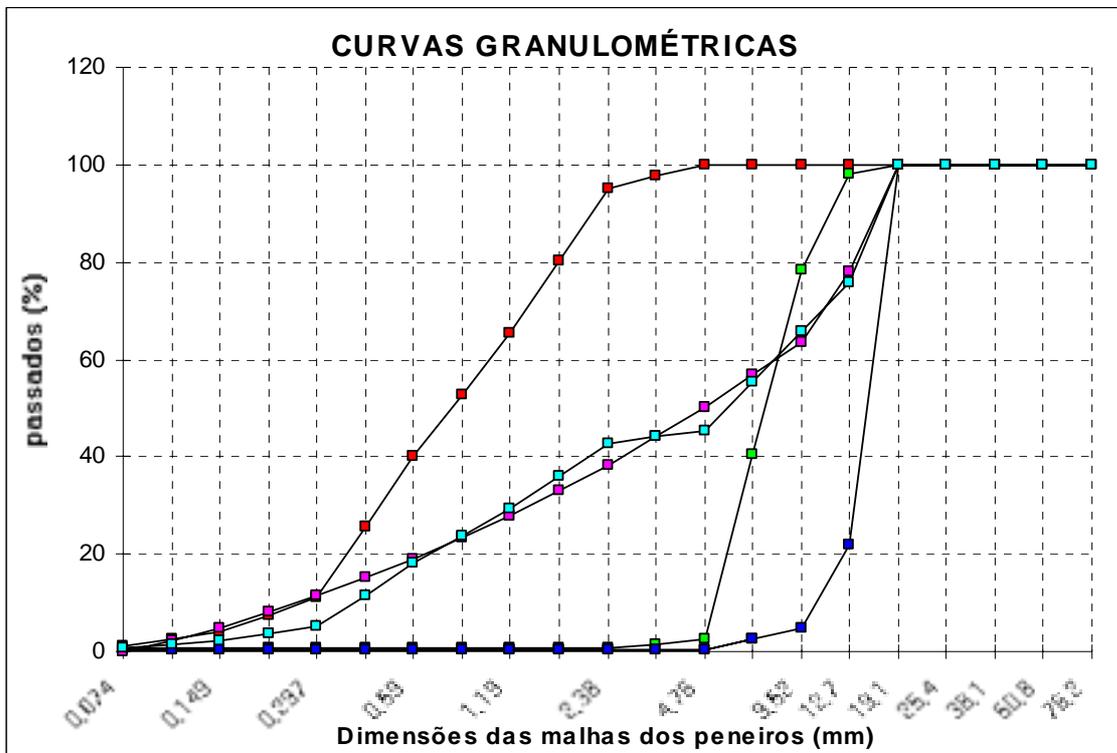
ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 3 CLASSES DE INERTES			
Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados			
Dmax (mm) =	19,1	Compacidade:	0,795
Consistência:	S3	Índ. de vazios:	0,205
Tipo e classe de cimento:		Souselas II - 32,5	
Quantidade de cimento (kg):			310
Massa volum. absol.do cimento (kg/m3):			3150
Tipo de adição: não tem			
Quantidade de adição (kg):			0,0
Massa volum. absol. da adição (kg/m3):			2200
Volume absoluto (m3):			0,098
Porcentagem de cimento (%):			12,4
Nome do adjuvante:	SIKAMENT 163		
Massa volum. (kg/l):	1,2	Quantidade (litros):	3,1
Volume de vazios (litros/m3):			25
Água de amassadura (litros/m3):			177
Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca:			0,324
Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3):			0,697
Designação dos inertes:	Prop.	Mas.Volum.	Massas
In.1 Areia Tentugal	0,500	2,62 kg/l	913 kg
In.2 Brita calcária 1	0,245	2,69 kg/l	458 kg
In.3 Brita calcária 2	0,255	2,69 kg/l	478 kg
Curvas de referência de Faury			
A= 34	B= 2	Y= 72,7	
malha (mm)	p(d) (%)	p'(d) (%)	
14	0,074	13,8	
13	0,149	19,2	
12	0,297	25,3	
11	0,59	32,2	
10	1,19	40,4	
9	2,38	49,7	
8	4,76	60,4	
7	9,52	72,6	
6	12,7	83,5	
5	19,1	100,0	
4	25,4	100,0	
3	38,1	100,0	
2	50,8	100,0	
1	76,2	100,0	
módulo de finura:	4,00	4,57	
FCM30A			
Massa volúm. apar. betão (kg/m3):			2340
Massa de um cubo c/ a=15cm (kg):			7,90
Volume absol. inertes grossos (m3):			0,343
Volume absoluto da argamassa (m3):			0,657
Relações:	A/C	A/(S+C)	
	0,58	0,58	
Adições (%)	S/C*100= 0,0		
	S/(S+C)*100= 0,0		
Permilagem do adjuvante:			12,0
Rel. volumétrica inertes/cimento:			7,1
Rel. volum. inertes/(cim.+adiç):			7,1
Rel. volum. in. grossos / in. finos:			1,0
Previsão das resistências:			
	7 dias	28 dias	
Const. Feret	210	285	
Resist. (MPa):	22	30	
Amassadura experimental:			
Volume de betão (m3):	0,0560	Data	
		24-06-2001	
	Designações	Quantidades:	
In.1	Areia Tentugal	51,14 kg	
In.2	Brita calcária 1	25,67 kg	
In.3	Brita calcária 2	26,76 kg	
Cim	Souselas II - 32,5	17,36 kg	
Adição	não tem	0,00 kg	
Adj.	SIKAMENT 163	208,3 gramas	
Água		9,91 litros	
Aspectos do betão fresco:			
Consistência:	Vol. obtido	Vol. Vazios	
Aspectos do betão endurecido			
Idade (dias)	Data	Tensões de rotura (MPa)	Massas (kg)
7	01-07-2001		
7	01-07-2001		
28	22-07-2001		
28	22-07-2001		

Granulometrias dos inertes e da curva de referência													
Cálculo das proporções em volume absoluto pelo método dos mínimos quadrados													
Curva da mistura real													
	In.1	In.2	In.3	Ref.	Mist.								
malha	W(I)	V(I)	U(I)	Z(I)	O(I)	A(I)	B(I)	C(I)	D(I)	E(I)			
14	0,074	1,2	0,6	0,4	1,6	0,8	0,36	0,48	-0,252	0,64	-0,336	DP= 2,74E+08	
		2,7	0,6	0,4	4,7	1,6							
13	0,149	4,1	0,6	0,4	7,8	2,3	12,25	12,95	-12,818	13,69	-13,55	D2= 67016291	
		7,6	0,6	0,4	11,2	4,0							
12	0,297	11	0,6	0,4	14,7	5,8	108,16	110,2	-38,674	112,36	-39,42	D3= 69887895	
		25,5	0,6	0,4	18,7	13,0							
11	0,59	40	0,6	0,4	22,7	20,3	1552,36	1560	683,124	1568,16	686,6		
		52,7	0,6	0,4	27,3	26,6							
10	1,19	65,3	0,6	0,4	32,0	32,9	4186,09	4199	2155,15	4212,01	2162		
		80,3	0,6	0,4	37,3	40,4							
9	2,38	95,2	0,6	0,4	42,6	47,9	8949,16	8968	4977,36	8987,04	4988		
		97,6	1,6	0,5	48,7	49,3							
8	4,76	100	2,5	0,5	54,8	50,8	9506,25	9701	4411,31	9900,25	4502		
		100,0	40,4	2,6	61,7	60,6							
7	9,52	100	78,3	4,7	68,7	70,4	470,89	2068	679,813	9082,09	2986		
6	12,7	100	98	21,9	81,1	79,6	4	156,2	37,7751	6099,61	1475		
5	19,1	100	100	100	100,0	100,0	0	0	0	0	0		
4	25,4	100	100	100	100,0	100,0	0	0	0	0	0		
3	38,1	100	100	100	100,0	100,0	0	0	0	0	0		
2	50,8	100	100	100	100,0	100,0	0	0	0	0	0		
1	76,2	100	100	100	100,0	100,0	0	0	0	0	0		
mod.fin.:	2,84	6,16	6,93	4,57	4,70		24789,5	26776	12892,8	39975,85	16745		



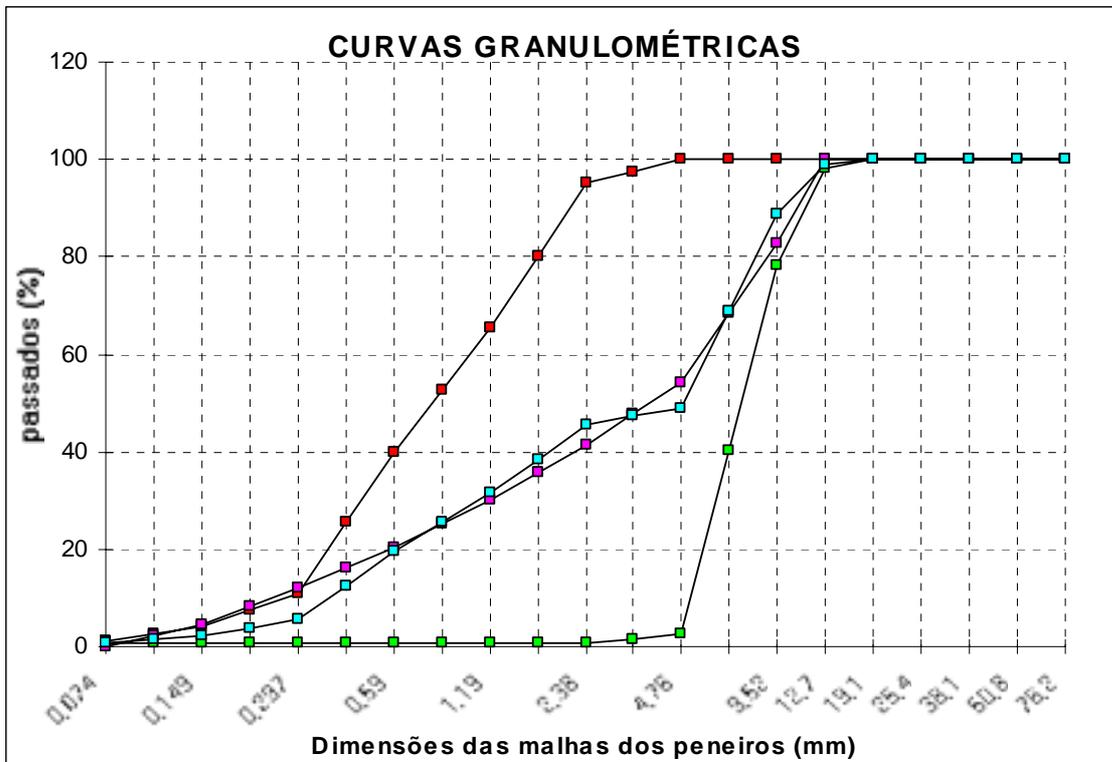
ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 3 CLASSES DE INERTES			
Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados			
Dmax (mm) =	19,1	Compacidade:	0,810
Consistência:	S3	Índ. de vazios:	0,190
Tipo e classe de cimento:		Souselas I - 32,5	
Quantidade de cimento (kg):			360
Massa volum. absol.do cimento (kg/m3):			3150
Tipo de adição: não tem			
Quantidade de adição (kg):			0,0
Massa volum. absol. da adição (kg/m3):			2200
Volume absoluto (m3):			0,114
Porcentagem de cimento (%):			14,1
Nome do adjuvante:	PLASTOCRETE P		
Massa volum. (kg/l):	1,2	Quantidade (litros):	1,6
Volume de vazios (litros/m3): 20			
Água de amassadura (litros/m3): 168			
Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: 0,376			
Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3): 0,696			
Designação dos inertes:	Prop.	Mas.Volum.	Massas
In.1 Areia Tentugal	0,446	2,62 kg/l	813 kg
In.2 Brita calcária 1	0,251	2,69 kg/l	469 kg
In.3 Brita calcária 2	0,303	2,69 kg/l	567 kg
Curvas de referência de Faury			
A= 30	B= 2	Y= 68,7	
malha (mm)	p(d) (%)	p'(d) (%)	
14	0,074	13,0	-1,2
13	0,149	18,1	4,7
12	0,297	23,9	11,4
11	0,59	30,5	19,0
10	1,19	38,2	28,0
9	2,38	47,0	38,2
8	4,76	57,0	50,0
7	9,52	68,5	63,4
6	12,7	81,0	77,9
5	19,1	100,0	100,0
4	25,4	100,0	100,0
3	38,1	100,0	100,0
2	50,8	100,0	100,0
1	76,2	100,0	100,0
módulo de finura:	4,17	4,85	
FCM50A			
Massa volúm. apar. betão (kg/m3):		2380	
Massa de um cubo c/ a=15cm (kg):		8,03	
Volume absol. inertes grossos (m3):		0,380	
Volume absoluto da argamassa (m3):		0,620	
Relações:	A/C	A/(S+C)	
	0,47	0,47	
Adições (%)	S/C*100=		0,0
	S/(S+C)*100=		0,0
Permilagem do adjuvante :		5,3	
Rel. volumétrica inertes/cimento :		6,1	
Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) :		6,1	
Rel. volum. in. grossos / in. finos :		1,2	
Previsão das resistências:			
	7 dias	28 dias	
Const. Feret	225	300	
Resist. (MPa):	32	42	
Amassadura experimental:			Data
Volume de betão (m3):		0,0560	24-06-2001
Designações		Quantidades:	
In.1	Areia Tentugal	45,52 kg	
In.2	Brita calcária 1	26,29 kg	
In.3	Brita calcária 2	31,78 kg	
Cim	Souselas I - 32,5	20,16 kg	
Adição	não tem	0,00 kg	
Adj.	PLASTOCRETE P	107,5 gramas	
Água		9,43 litros	
Aspectos do betão fresco:			
Consistência:	Vol. obtido	Vol. Vazios	
Aspectos do betão endurecido			
Idade (dias)	Data	Tensões de rotura (MPa)	Massas (kg)
7	01-07-2001		
7	01-07-2001		
28	22-07-2001		
28	22-07-2001		

Granulometrias dos inertes e da curva de referência												
Cálculo das proporções em volume absoluto pelo método dos mínimos quadrados												
Curva da mistura real												
	In.1	In.2	In.3	Ref.	Mist.							
malha	W(I)	V(I)	U(I)	Z(I)	O(I)	A(I)	B(I)	C(I)	D(I)	E(I)		
14	0,074	1,2	0,6	0,4	0,0	0,8	0,36	0,48	0,72	0,64	0,96	DP= 2,74E+08
		2,7	0,6	0,4	2,3	1,5						
13	0,149	4,1	0,6	0,4	4,7	2,1	12,25	12,95	-2,0122	13,69	-2,127	D2= 68728998
		7,6	0,6	0,4	8,0	3,6						
12	0,297	11	0,6	0,4	11,4	5,2	108,16	110,2	-3,9588	112,36	-4,035	D3= 83076528
		25,5	0,6	0,4	15,2	11,6						
11	0,59	40	0,6	0,4	19,0	18,1	1552,36	1560	825,91	1568,16	830,1	
		52,7	0,6	0,4	23,5	23,8						
10	1,19	65,3	0,6	0,4	28,0	29,4	4186,09	4199	2411,36	4212,01	2419	
		80,3	0,6	0,4	33,1	36,1						
9	2,38	95,2	0,6	0,4	38,2	42,7	8949,16	8968	5388,06	8987,04	5399	
		97,6	1,6	0,5	44,1	44,1						
8	4,76	100	2,5	0,5	50,0	45,4	9506,25	9701	4877,33	9900,25	4977	
		100,0	40,4	2,6	56,7	55,5						
7	9,52	100	78,3	4,7	63,4	65,7	470,89	2068	794,995	9082,09	3491	
6	12,7	100	98	21,9	77,9	75,8	4	156,2	44,1754	6099,61	1725	
5	19,1	100	100	100,0	100,0	100,0	0	0	0	0	0	
4	25,4	100	100	100,0	100,0	100,0	0	0	0	0	0	
3	38,1	100	100	100,0	100,0	100,0	0	0	0	0	0	
2	50,8	100	100	100,0	100,0	100,0	0	0	0	0	0	
1	76,2	100	100	100,0	100,0	100,0	0	0	0	0	0	
	mod.fin.:	2,84	6,16	6,93	4,85	4,91	24789,5	26776	14336,6	39975,85	18837	



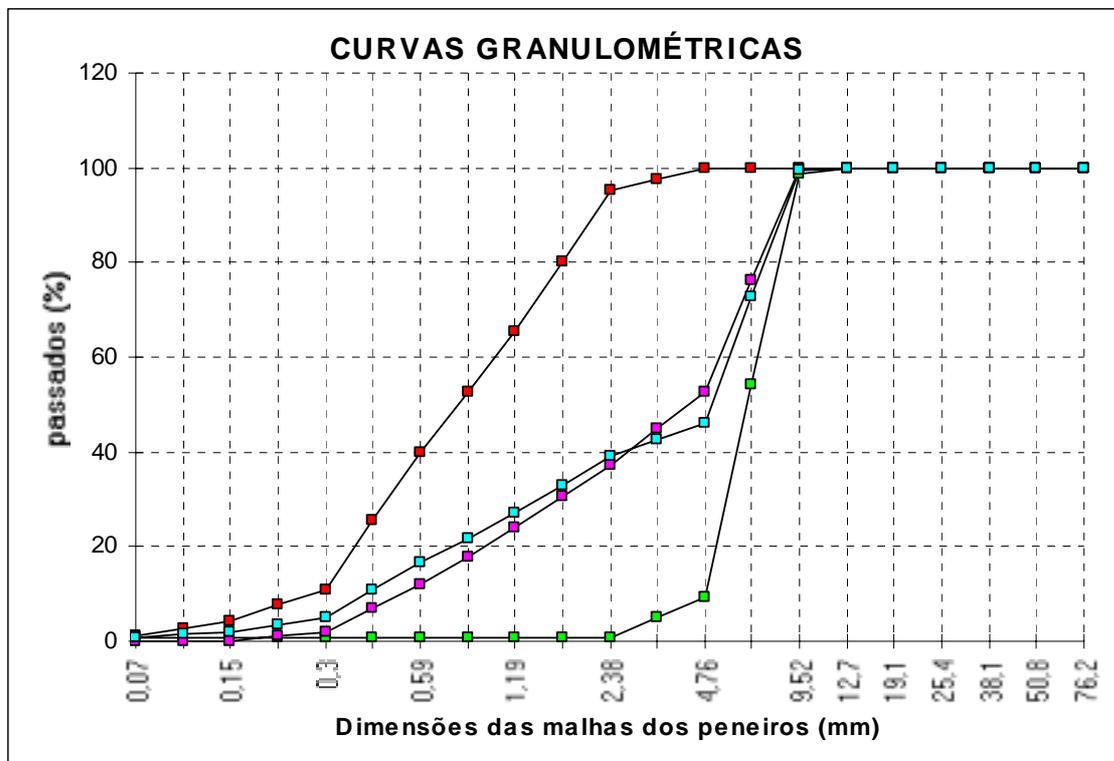
ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE INERTES			
Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados			
D _{max} (mm) =	12,7	Compacidade:	0,795
Consistência:		Índ. de vazios:	0,205
FCM50B			
Tipo e classe de cimento:		Souselas I - 32,5	
Quantidade de cimento (kg):		390	
Massa volum. absol. do cimento (kg/m ³).		3150	
Tipo de adição: SIKACRETE HD			
Quantidade de adição (kg):		0,0	
Massa volum. absol. da adição (kg/m ³).		2200	
Volume absoluto de ligante (m ³):		0,124	
Porcentagem de ligante (%):		15,6	
Nome do adjuvante: PLASTOCRETE P			
Massa volum. (kg/l): 1,2		Quantidade (litros): 1,7	
Volume de vazios (litros/m ³):		20	
Água de amassadura (litros/m ³):		183	
Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca:		0,377	
Volume absoluto da totalidade dos inertes (m ³):		0,671	
Designação dos inertes:		Prop.	Mass. Volum.
In.1	Areia Tentúgal	0,476	2,62 kg/l
In.2	Brita calcária 1	0,524	2,69 kg/l
In.3			
		Massas	
		838 kg	
		945 kg	
Curvas de referência de Faury			
A= 30	B= 2	Y= 66,3	
malha (mm)	p(d) (%)	p'(d) (%)	
14	0,074	14,0	
13	0,149	19,5	
12	0,297	25,7	
11	0,59	32,7	
10	1,19	41,0	
9	2,38	50,5	
8	4,76	61,3	
7	9,52	85,4	
6	12,7	100,0	
5	19,1	100,0	
4	25,4	100,0	
3	38,1	100,0	
2	50,8	100,0	
1	76,2	100,0	
módulo de finura:		3,84	
		4,55	
Massa volúm. apar. betão (kg/m ³):		2358	
Massa de um cubo c/ a=15cm (kg):		7,96	
Volume absol. inertes grossos (m ³):		0,343	
Volume absoluto da argamassa (m ³):		0,657	
Relações:		A/C	A/(S+C)
		0,47	0,47
Adições (%)		S/C*100= 0,0	
		S/(S+C)*100= 0,0	
Permilagem do adjuvante:		5,2	
Rel. volumétrica inertes/cimento:		5,4	
Rel. volum. inertes/(cim.+adig):		5,4	
Rel. volum. in. grossos / in. finos:		1,0	
Previsão das resistências:			
		7 dias	28 dias
Const. Feret:		275	330
Resist. (MPa):		39	47
Amassadura experimental:			
Volume de betão (m ³):		0,0650	Data
			24-06-2001
Designações		Quantidades:	
In.1	Areia Tentúgal	54,46 kg	
In.2	Brita calcária 1	61,44 kg	
In.3	0	0,00 kg	
Cim	Souselas I - 32,5	25,35 kg	
Adição	SIKACRETE HD	0,00 kg	
Adj.	PLASTOCRETE P	132,6 gramas	
Água		11,91 litros	
Aspectos do betão fresco:			
Consistência:		Vol. obtido	Vol. Vazios
Aspectos do betão endurecido:			
Idade (dias)	Data	Tensões de rotura (MPa)	Massas (kg)
7	01-07-2001		
7	01-07-2001		
28	22-07-2001		
28	22-07-2001		

Granulometrias dos inertes e da curva de referência							
Cálculo das proporções em volume absoluto pelo método dos mínimos quadrados							
Curva da mistura real							
	In.1	In.2	Ref.	Mist.			
malha	W(I)	V(I)	Z(I)	O(I)	A(I)	C(I)	
14	0,074	1,2	0,6	0,0	0,9	0,36	0,72
		2,7	0,6	2,3	1,6		
13	0,149	4,1	0,6	4,6	2,3	12,25	-1,844
		7,6	0,6	8,3	3,9		
12	0,297	11	0,6	12,0	5,6	108,16	-9,971
		25,5	0,6	16,1	12,5		
11	0,59	40	0,6	20,3	19,4	1552,36	775
		52,7	0,6	25,2	25,4		
10	1,19	65,3	0,6	30,2	31,4	4186,09	2273
		80,3	0,6	35,7	38,6		
9	2,38	95,2	0,6	41,3	45,7	8949,16	5096
		97,6	1,6	47,7	47,3		
8	4,76	100	2,5	54,2	49,0	9506,25	4469
		100,0	40,4	68,4	68,8		
7	9,52	100	78,3	82,7	88,6	470,89	375,2
6	12,7	100	98	100,0	99,0	4	2E-13
5	19,1	100	100	100,0	100,0	0	0
4	25,4	100	100	100,0	100,0	0	0
3	38,1	100	100	100,0	100,0	0	0
2	50,8	100	100	100,0	100,0	0	0
1	76,2	100	100	100,0	100,0	0	0
mod.fin.:	2,84	6,16	4,55	4,58		24789,52	12978



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE INERTES				
Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados				
D _{max} (mm) =	9,52	Compacidade:	0,800	FCM100A
Consistência:		Índ. de vazios:	0,200	
Tipo e classe de cimento:		Alhandra I - 52,5		
Quantidade de cimento (kg):	500		
Massa volum. absol. do cimento (kg/m ³):	3150		
Tipo de adição:	SIKACRETE HD			
Quantidade de adição (kg):	100,0		
Massa volum. absol. da adição (kg/m ³):	2200		
Volume absoluto de ligante (m ³):		0,204		
Porcentagem de ligante (%):	25,5		
Nome do adjuvante:	SIKAMENT FF			
Massa volum. (kg/l):	1,2	Quantidade (litros):	12,0	
Volume de vazios (litros/m ³):		25		
Água de amassadura (litros/m ³):		163		
Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca:		0,505		
Volume absoluto da totalidade dos inertes (m ³):		0,596		
Designação dos inertes:	Prop.	Mass. Volum.	Massas	
In.1 Areia Tentúgal	0,406	2,64 kg/l	638 kg	
In.2 Brita 5 / 10	0,594	2,65 kg/l	938 kg	
In.3				
Relações:				
		A/C	A/(S+C)	
		0,35	0,29	
Adições (%)		S/C*100= 20,0		
		S/(S+C)*100= 16,7		
Permilagem do adjuvante:		28,8		
Rel. volumétrica inertes/cimento:		3,8		
Rel. volum. inertes/(cim.+adig):		2,9		
Rel. volum. in. grossos / in. finos:		1,2		
Previsão das resistências:				
		7 dias	28 dias	
Const. Feret		275	330	
Resist. (MPa):		70	84	
Curvas de referência de Faury				
A= 30	B= 2	Y= 64,7		
malha (mm)	p(d) (%)	p'(d) (%)		
14	0,074	14,8		
13	0,149	20,6		
12	0,297	27,1		
11	0,59	34,5		
10	1,19	43,3		
9	2,38	53,3		
8	4,76	64,7		
7	9,52	100,0		
6	12,7	100,0		
5	19,1	100,0		
4	25,4	100,0		
3	38,1	100,0		
2	50,8	100,0		
1	76,2	100,0		
módulo de finura:	3,57	4,79		
Amassadura experimental:				
Volume de betão (m ³):	0,0560	Data 24-06-2001		
Designações		Quantidades:		
In.1	Areia Tentúgal	35,73 kg		
In.2	Brita 5 / 10	52,55 kg		
In.3	0	0,00 kg		
Cim	Alhandra I - 52,5	28,00 kg		
Adição	SIKACRETE HD	5,60 kg		
Adj.	SIKAMENT FF	806,4 gramas		
Água	9,13 litros		
Aspectos do betão fresco:				
Consistência:	Vol. obtido	Vol. Vazios		
Aspectos do betão endurecido:				
Idade (dias)	Data	Tensões de rotura (MPa)	Massas (kg)	
7	01-07-2001	83	8,04	
7	01-07-2001	81	8,02	
28	22-07-2001	101	8,08	
28	22-07-2001	100	8,02	

Granulometrias dos inertes e da curva de referência							
Cálculo das proporções em volume absoluto pelo método dos mínimos quadrados							
Curva da mistura real							
	In.1	In.2	Ref.	Mist.			
malha	W(I)	V(I)	Z(I)	O(I)	A(I)	C(I)	
14	0,074	1,2	0,7	0,0	0,9	0,25	0,6
		2,7	0,7	0,0	1,5		
13	0,149	4,1	0,7	0,0	2,1	11,56	13,94
		7,6	0,7	1,0	3,5		
12	0,297	11	0,7	2,1	4,9	106,09	91,69
		25,5	0,7	7,1	10,8		
11	0,59	40	0,7	12,1	16,6	1544,49	1096
		52,7	0,7	18,0	21,8		
10	1,19	65,3	0,7	23,9	26,9	4173,16	2676
		80,3	0,8	30,6	33,0		
9	2,38	95,2	0,8	37,2	39,1	8911,36	5472
		97,6	5,1	44,9	42,6		
8	4,76	99,9	9,4	52,6	46,1	8190,25	4283
		100,0	54,2	76,3	72,7		
7	9,52	100	98,9	100,0	99,3	1,21	0
6	12,7	100	100	100,0	100,0	0	0
5	19,1	100	100	100,0	100,0	0	0
4	25,4	100	100	100,0	100,0	0	0
3	38,1	100	100	100,0	100,0	0	0
2	50,8	100	100	100,0	100,0	0	0
1	76,2	100	100	100,0	100,0	0	0
mod.fin.:	2,85	5,88	4,72	4,65		22938,37	13634



Anexo E

Resultados dos Ensaios do Grupo 4 da Fase I

Neste Anexo apresentam-se os resultados do estudo experimental realizado para investigar a influência da aplicação de conectores perpendicularmente à superfície da interface na resistência da mesma, descrito no sub-capítulo 2.4.

Carga de Descolamento da Interface

Nos 7 quadros que se seguem, relativos a cada uma das situações consideradas, estão registados os valores nominais da carga aplicada pela prensa de ensaios e da correspondente tensão tangencial na interface dos provetes *push-off* no instante do descolamento da mesma ou da correspondente tensão de compressão de rotura dos provetes cúbicos. Apresentam-se igualmente a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação desses valores, para cada uma das situações.

Gráficos Carga versus Descolamento

Encontram-se agrupados, no quadro da página E6, os valores nominais máximos da carga aplicada pela prensa de ensaios, obtidos após o descolamento da interface, pelos dois sistemas de aquisição de dados utilizados (*datalogger* e sistema da prensa de ensaios), a média dos mesmos e o valor correspondente da tensão tangencial na interface.

A partir da página E7, apresentam-se os gráficos da carga aplicada nos provetes *push-off versus* o deslocamento do prato inferior da prensa de ensaios, obtidos com cada um dos cinco provetes das cinco situações estudadas em que se considerou conectores aplicados perpendicularmente à superfície da interface: JA+H2, JA+H4, JA+H6, JA+S6 e JA+E6. Na coluna da esquerda, encontram-se os gráficos, traçados a partir dos valores registados no *data logger* dos transdutores de deslocamentos e da célula de carga instalados e, na coluna da direita, os gráficos correspondentes, traçados a partir dos valores registados pelo sistema de aquisição de dados da prensa de ensaios.

Carga de Descolamento da Interface**Provetes ST+SC**

	Carga Descol.	Tensão Tang.	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	981,98 kN	43,64 MPa	43,96 MPa	0,55 MPa	1,25 %
EC2	1003,56 kN	44,60 MPa			
EC3	981,98 kN	43,64 MPa			
EC4	1050,65 kN	46,70 MPa	44,65 MPa	2,33 MPa	5,22 %
EC5	1015,34 kN	45,13 MPa			
EC6	947,65 kN	42,12 MPa			
POT1	54,94 kN	1,70 MPa	1,81 MPa	0,18 MPa	9,94 %
POT2	68,08 kN	2,11 MPa			
POT3	56,31 kN	1,75 MPa			
POT4	59,15 kN	1,83 MPa			
POT5	52,88 kN	1,64 MPa			

Provetes JA+SC

	Carga Descol.	Tensão Tang.	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1097,74 kN	48,79 MPa	51,17 MPa	2,40 MPa	4,68 %
EC2	1150,71 kN	51,14 MPa			
EC3	1205,65 kN	53,58 MPa			
EC4	990,81 kN	44,04 MPa	42,58 MPa	1,82 MPa	4,26 %
EC5	971,19 kN	43,16 MPa			
EC6	912,33 kN	40,55 MPa			
POT1	77,27 kN	2,40 MPa	3,11 MPa	0,57 MPa	20,54 %
POT2	86,45 kN	2,68 MPa			
POT3	144,08 kN (*)	4,47 MPa			
POT4	116,24 kN	3,60 MPa			
POT5	77,27 kN	2,40 MPa			

(*) Ensaio rápido

Provetes JA+H2

	Carga Descol.	Tensão Tang.	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1074,20 kN	47,74 MPa	48,34 MPa	0,53 MPa	1,09 %
EC2	1096,76 kN	48,74 MPa			
EC3	1091,85 kN	48,53 MPa			
EC4	1059,48 kN	47,09 MPa	45,17 MPa	45,17 MPa	4,80 %
EC5	1026,13 kN	45,61 MPa			
EC6	963,34 kN	42,82 MPa			
POT1	87,60 kN	2,72 MPa	3,25 MPa	0,76 MPa	23,39 %
POT2	82,01 kN	2,54 MPa			
POT3	124,29 kN	3,85 MPa			
POT4	137,54 kN	4,26 MPa			
POT5	92,70 kN	2,87 MPa			

Provetes JA+H4

	Carga Descol.	Tensão Tang.	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1047,71 kN	46,56 MPa	45,75 MPa	1,76 MPa	3,85 %
EC2	1056,54 kN	46,96 MPa			
EC3	983,94 kN	43,73 MPa			
EC4	893,69 kN	39,72 MPa	39,65 MPa	0,81 MPa	2,05 %
EC5	909,39 kN	40,42 MPa			
EC6	873,09 kN	38,80 MPa			
POT1	103,10 kN	3,20 MPa	3,44 MPa	0,50 MPa	14,64 %
POT2	125,57 kN	3,89 MPa			
POT3	94,18 kN	2,92 MPa			
POT4	101,34 kN	3,14 MPa			
POT5	131,45 kN	4,07 MPa			

Provetes JA+H6

	Carga Descol.	Tensão Tang.	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	957,46 kN	42,55 MPa	41,14 MPa	2,63 MPa	6,39 %
EC2	962,36 kN	42,77 MPa			
EC3	857,39 kN	38,11 MPa			
EC4	925,08 kN	41,11 MPa	42,46 MPa	1,23 MPa	2,89 %
EC5	962,36 kN	42,77 MPa			
EC6	979,04 kN	43,51 MPa			
POT1	117,82 kN	3,65 MPa	3,67 MPa	0,33 MPa	8,86 %
POT2	109,58 kN	3,40 MPa			
POT3	136,36 kN	4,23 MPa			
POT4	112,72 kN	3,49 MPa			
POT5	116,05 kN	3,60 MPa			

Provetes JA+S6

	Carga Descol.	Tensão Tang.	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	1016,32 kN	45,17 MPa	45,21 MPa	0,94 MPa	2,07 %
EC2	996,70 kN	44,30 MPa			
EC3	1038,88 kN	46,17 MPa			
EC4	1032,99 kN	45,91 MPa	44,22 MPa	1,62 MPa	3,66 %
EC5	991,79 kN	44,08 MPa			
EC6	960,40 kN	42,68 MPa			
POT1	122,92 kN	3,81 MPa	3,81 MPa	0,17 MPa	4,38 %
POT2	131,26 kN	4,07 MPa			
POT3	124,29 kN	3,85 MPa			
POT4	118,21 kN	3,66 MPa			
POT5	118,41 kN	3,67 MPa			

Provetes JA+E6

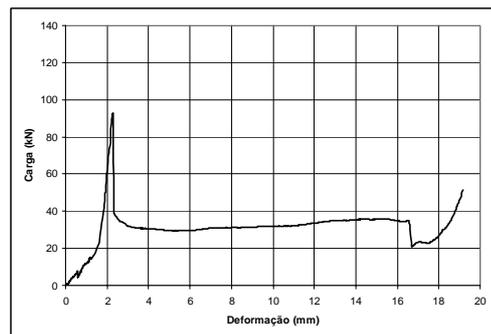
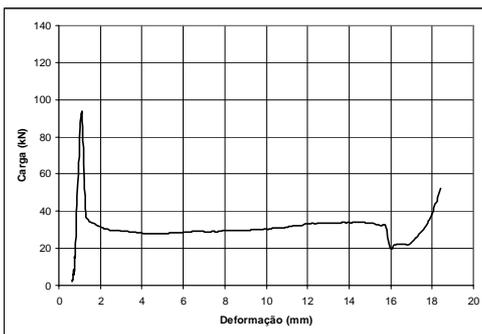
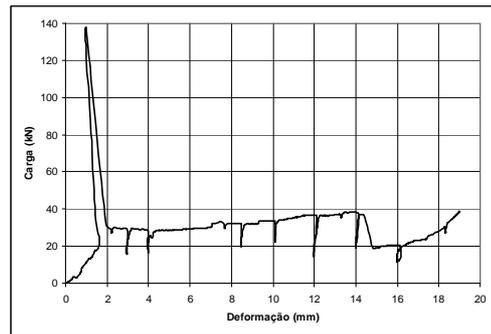
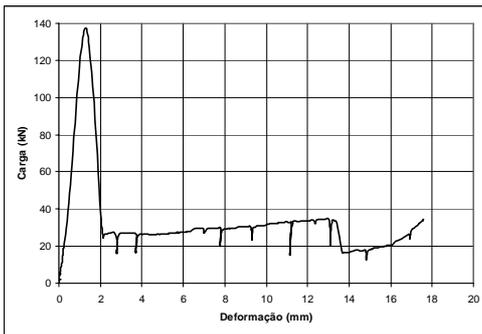
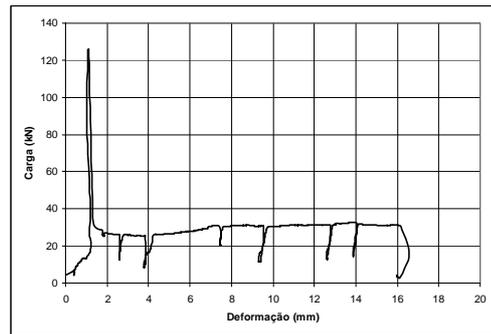
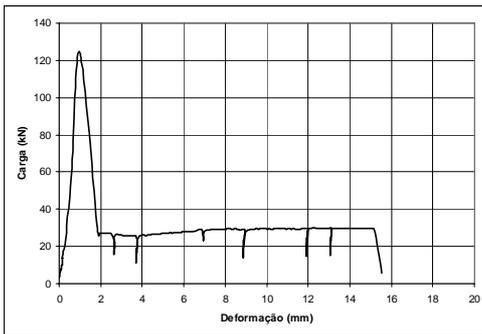
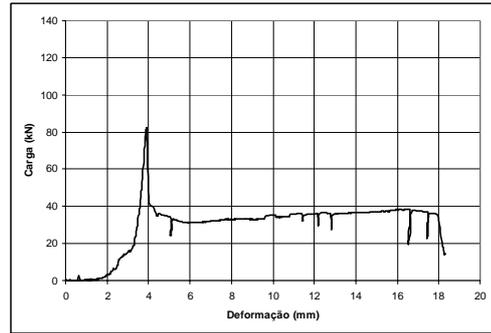
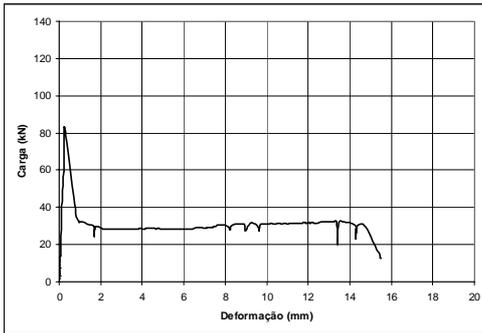
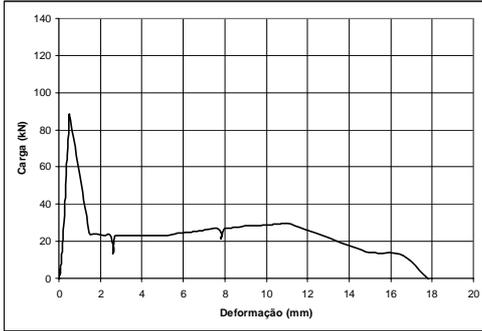
	Carga Descol.	Tensão Tang.	Média	Desvio padrão	Coef. Variação
EC1	962,36 kN	42,77 MPa	45,62 MPa	2,47 MPa	5,41 %
EC2	1056,54 kN	46,96 MPa			
EC3	1060,46 kN	47,13 MPa			
EC4	1019,26 kN	45,30 MPa	44,78 MPa	2,65 MPa	5,93 %
EC5	1060,46 kN	47,13 MPa			
EC6	942,74 kN	41,90 MPa			
POT1	130,57 kN	4,05 MPa	3,93 MPa	0,27 MPa	6,95 %
POT2	117,62 kN	3,65 MPa			
POT3	139,99 kN	4,34 MPa			
POT4	123,90 kN	3,84 MPa			
POT5	121,25 kN	3,76 MPa			

Gráficos carga versus deslocamento

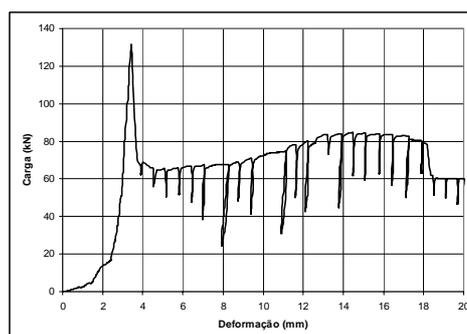
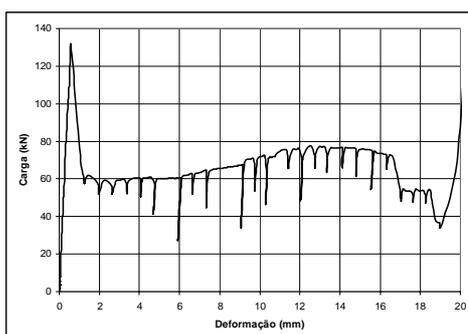
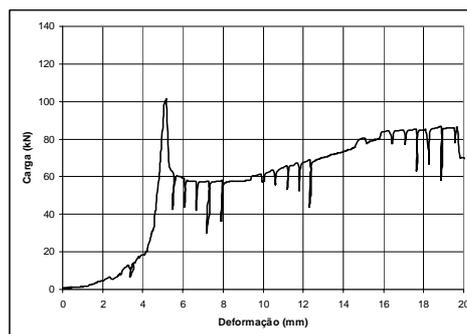
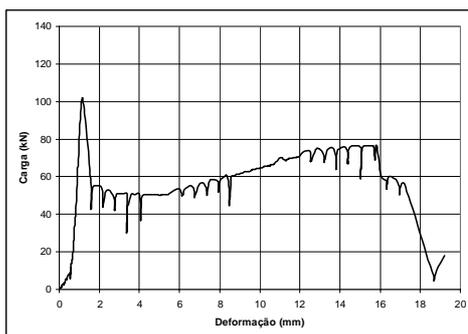
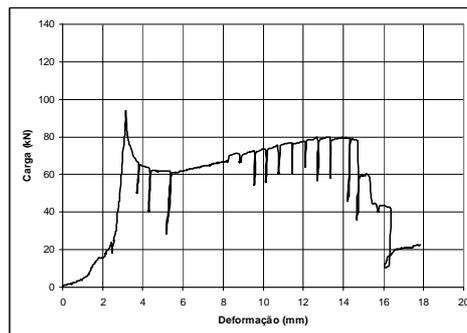
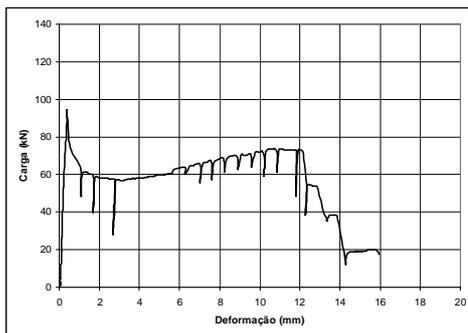
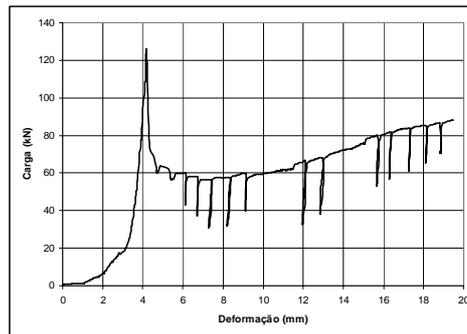
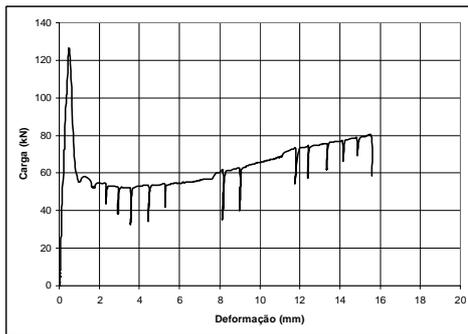
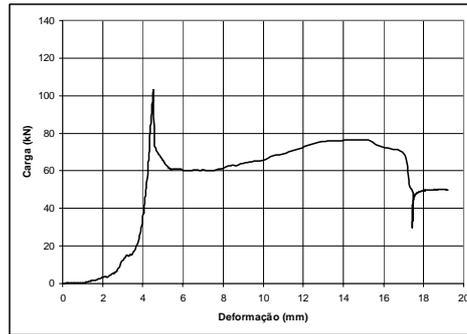
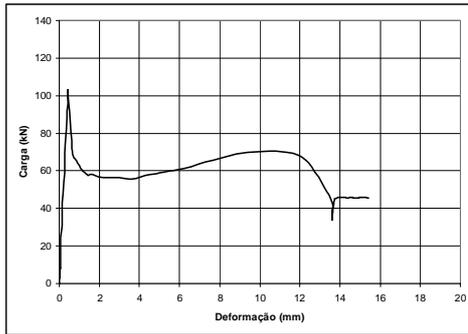
	Carga Máxima <i>(DataLogger)</i>	Carga Máxima <i>(Prensa)</i>	Carga Máxima <i>(Média datalogger e prensa)</i>	Tensão Tangencial
JA+H2_1	29,47 kN	-	35,29 kN	1,09 MPa
JA+H2_2	34,71 kN	41,91 kN		
JA+H2_3	30,12 kN	32,63 kN		
JA+H2_4	34,37 kN	38,17 kN		
JA+H2_5	36,67 kN	39,52 kN		
JA+H4_1	70,40 kN	76,49 kN	79,86 kN	2,48 MPa
JA+H4_2	80,55 kN	88,32 kN		
JA+H4_3	76,29 kN	81,13 kN		
JA+H4_4	76,95 kN	86,52 kN		
JA+H4_5	77,27 kN	84,72 kN		
JA+H6_1	101,18 kN	111,22 kN	108,01 kN	3,35 MPa
JA+H6_2	111,00 kN	118,85 kN		
JA+H6_3	96,92 kN	103,58 kN		
JA+H6_4	102,16 kN	109,72 kN		
JA+H6_5	107,40 kN	118,10 kN		
JA+S6_1	111,66 kN	122,60 kN	115,63 kN	3,58 MPa
JA+S6_2	114,28 kN	123,79 kN		
JA+S6_3	111,00 kN	115,85 kN		
JA+S6_4	111,33 kN	118,85 kN		
JA+S6_5	109,70 kN	117,21 kN		
JA+E6_1	116,90 kN	127,09 kN	116,81 kN	3,62 MPa
JA+E6_2	103,80 kN	112,57 kN		
JA+E6_3	113,62 kN	124,39 kN		
JA+E6_4	111,99 kN	123,49 kN		
JA+E6_5	112,97 kN	121,25 kN		

Quadro resumo da carga máxima aplicada pela prensa de ensaios, após o descolamento da interface.

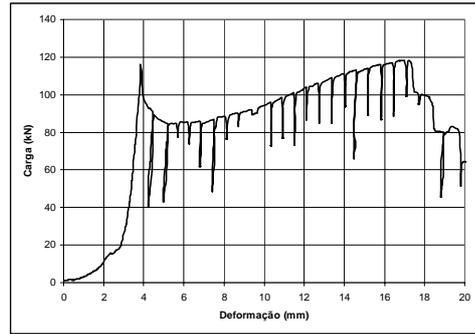
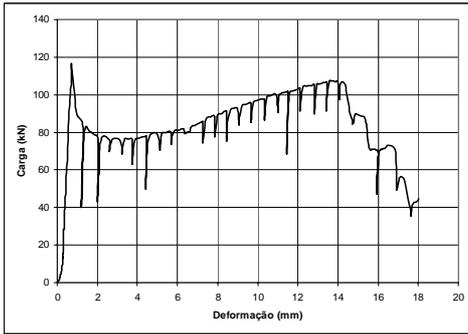
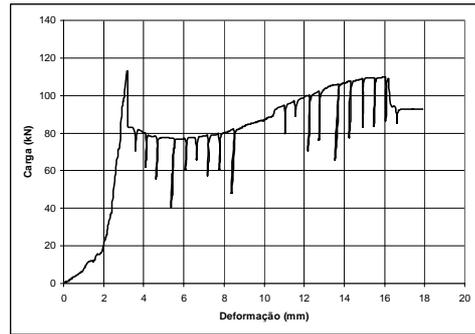
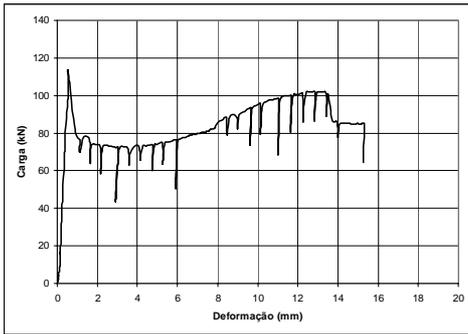
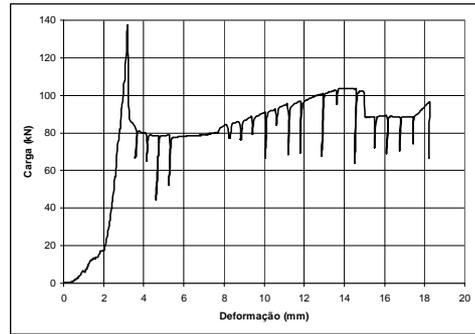
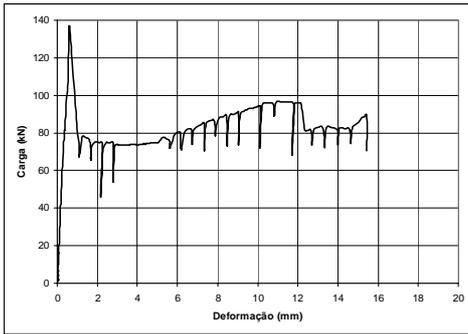
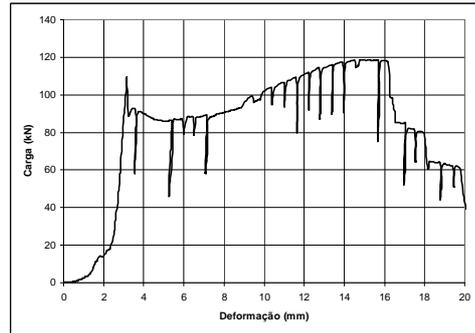
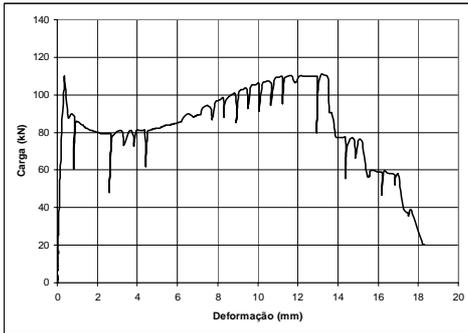
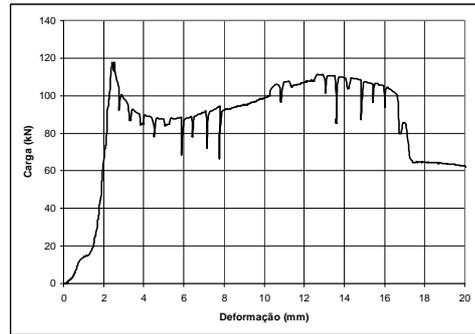
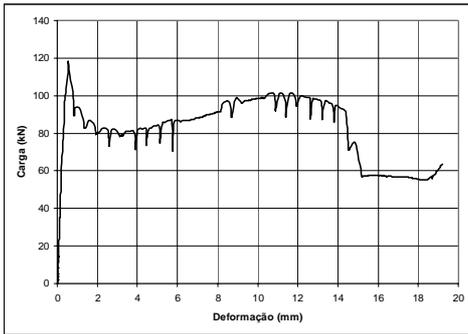
Provetes JA+H2



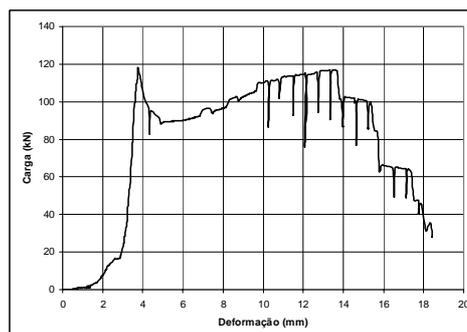
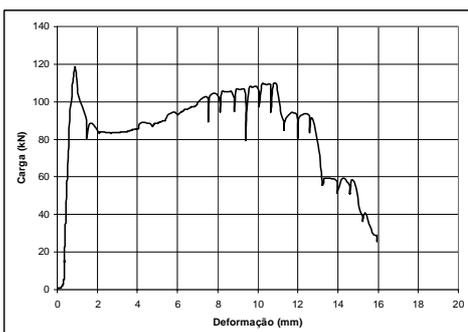
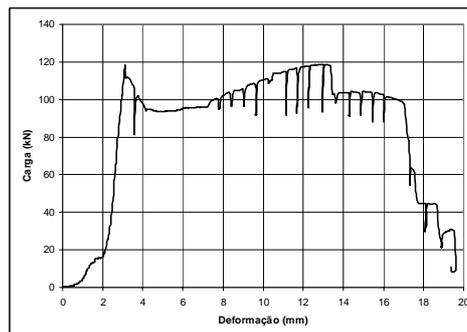
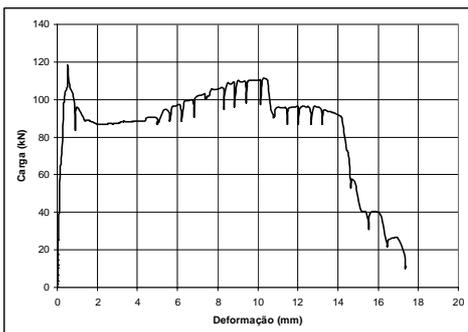
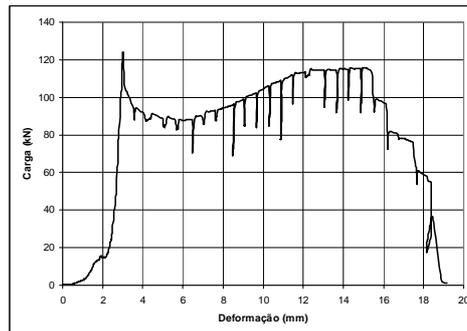
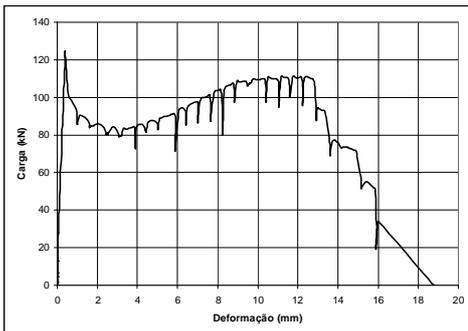
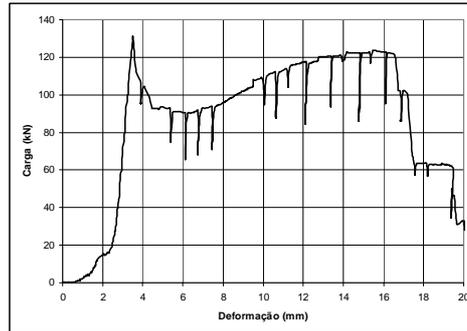
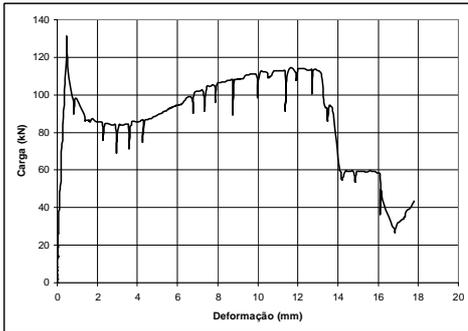
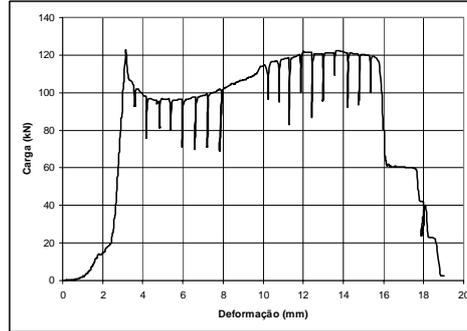
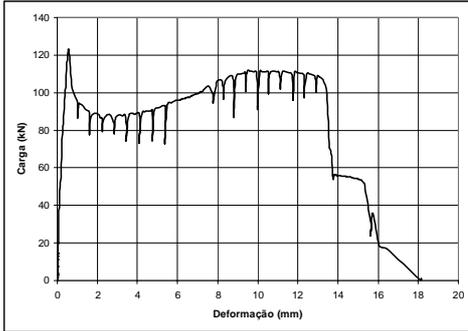
Provetes JA+H4



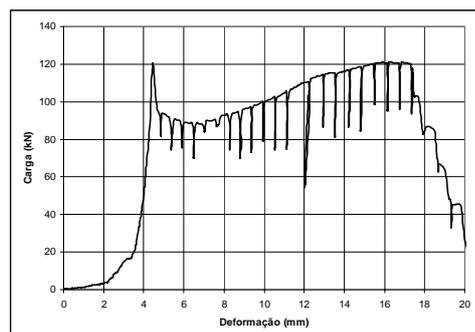
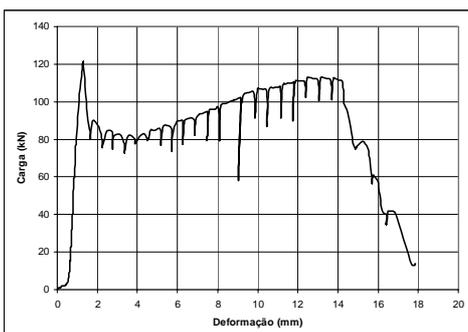
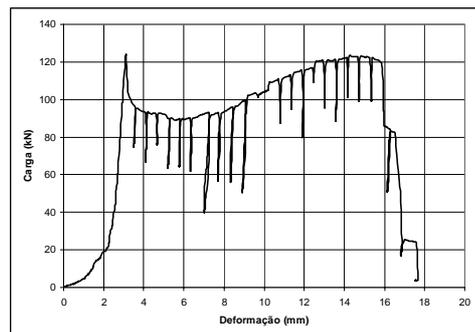
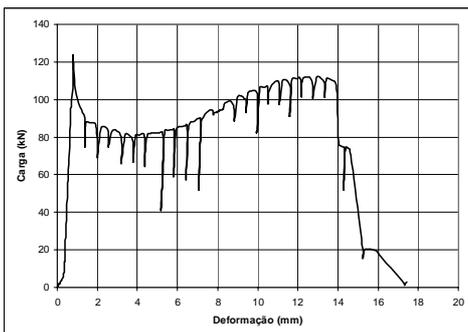
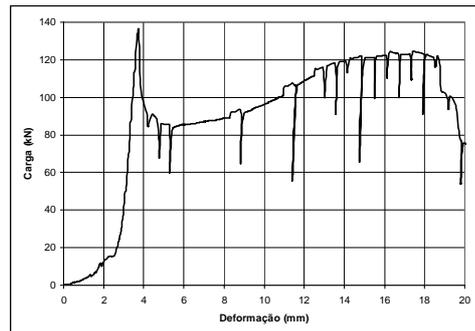
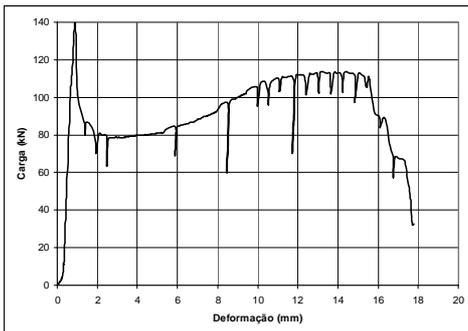
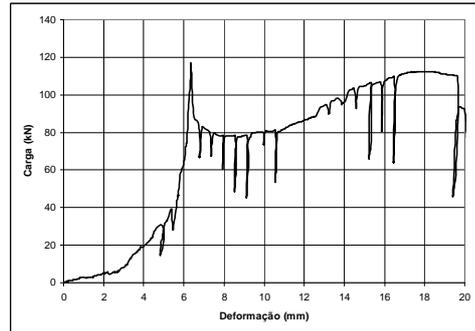
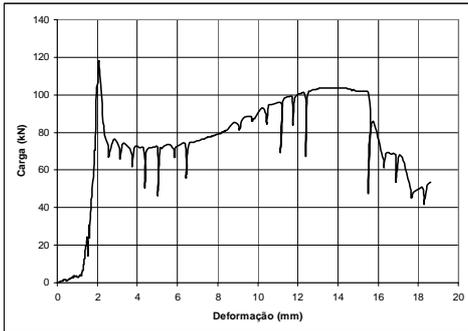
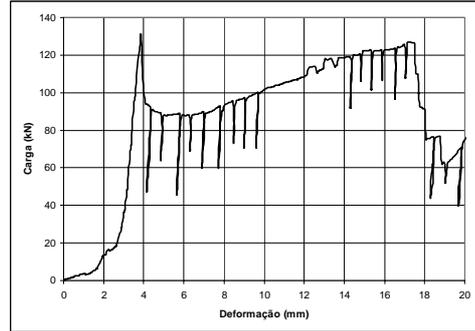
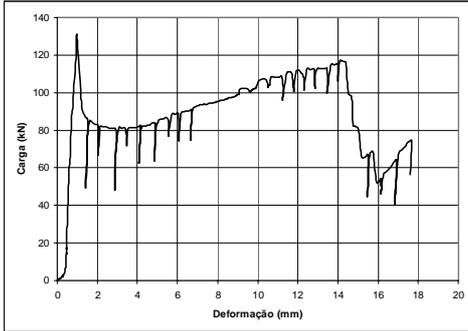
Provetes JA+H6



Provetes JA+S6



Provetes JA+E6



Anexo F

Determinação Numérica da Distribuição de Tensões Verticais e da Deformada dos Modelos Curtos

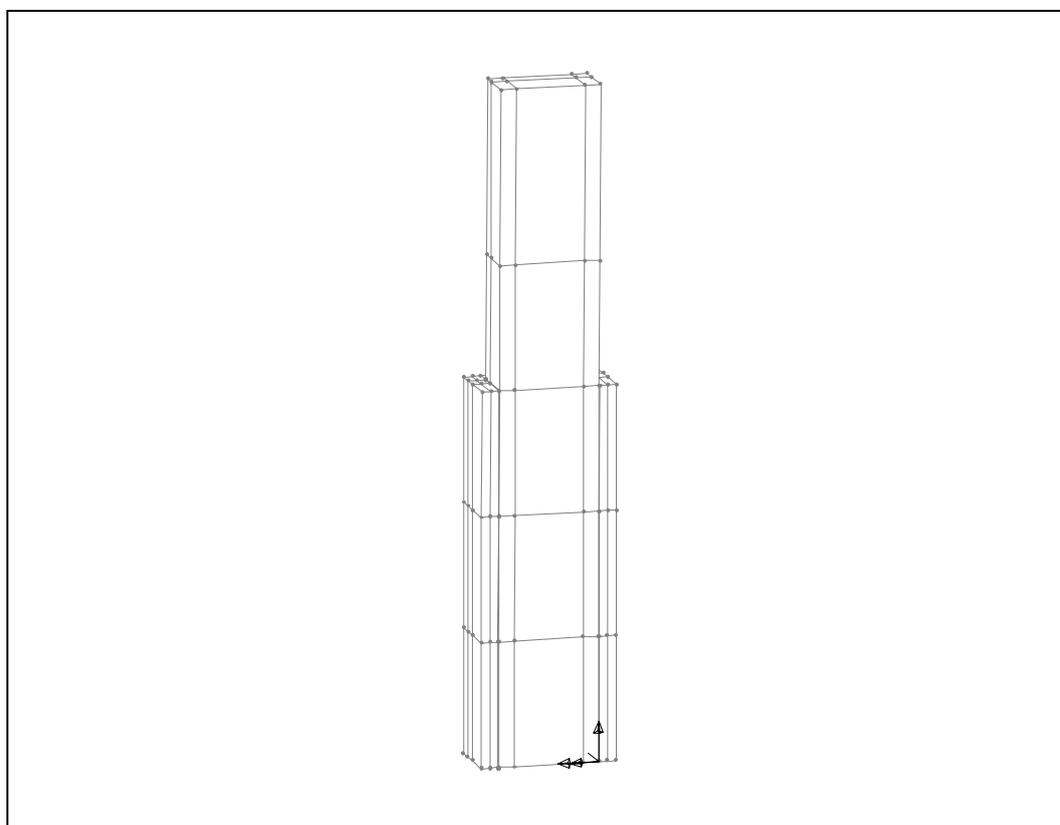
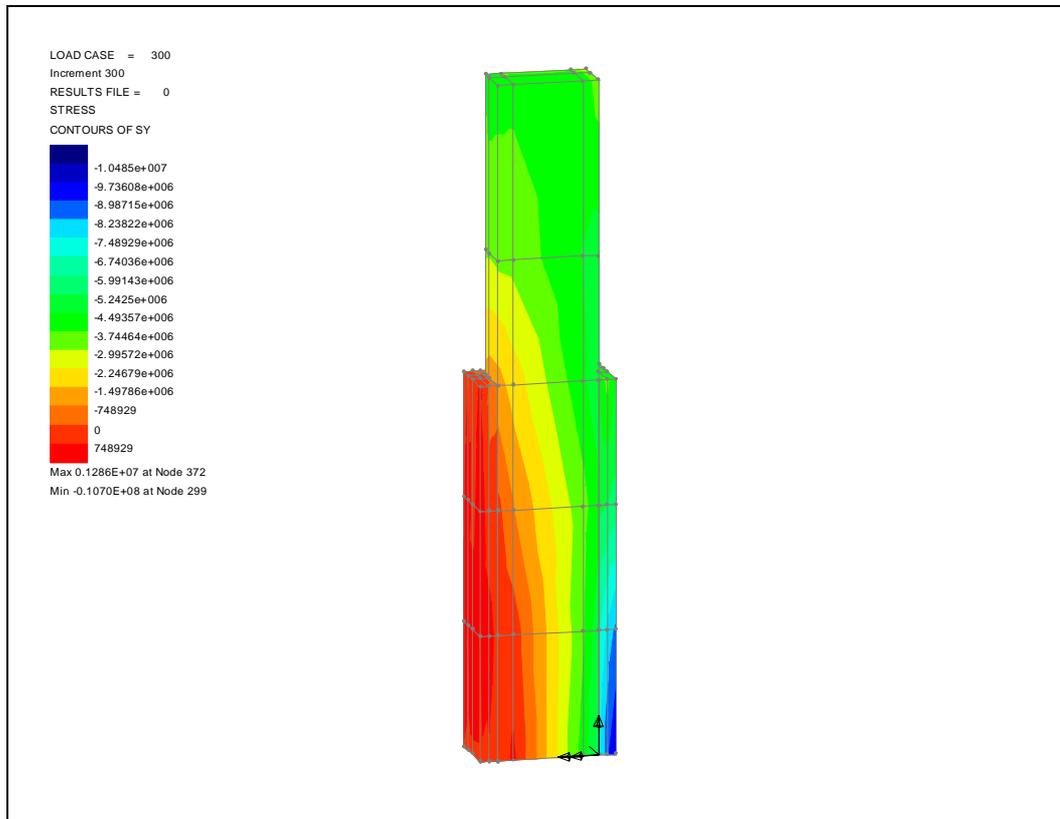
Neste Anexo, apresentam-se as distribuições de tensões e as deformadas para cada um dos modelos e para cada um dos incrementos referidos no Quadro 5.3 do Capítulo 6, reproduzido nesta página, no qual se apresentam ainda os valores do esforço transversal, V , e do momento flector, M , no encastramento.

Para melhor se visualizar a deformada, considerou-se um factor de ampliação do deslocamento horizontal relativamente ao deslocamento vertical igual a 5.

<i>Modelo R_ST_100</i>			<i>Modelo R_ST_90</i>			<i>Modelo R_ST_80</i>		
INC	V [kN]	M [kNm]	INC	V [kN]	M [kNm]	INC	V [kN]	M [kNm]
300	22,4	22,4	200	21,5	19,4	200	27,5	22,0
700	40,9	40,9	600	46,6	42,0	500	53,4	42,7
1300	61,6	61,6	1100	69,3	62,4	900	78,0	62,4
2100	81,7	81,7	1700	89,1	82,2	1500	103,4	82,7
3800	100,0	100,0	3400	111,2	100,1	3200	125,1	100,1
5000	102,9	102,9	5000	115,1	103,6	5000	129,6	103,7
10000	108,9	108,9	10000	120,6	108,5	10000	134,8	107,8
<i>Modelo R_ST_70</i>			<i>Modelo R_ST_60</i>			<i>Modelo R_ST_50</i>		
INC	V [kN]	M [kNm]	INC	V [kN]	M [kNm]	INC	V [kN]	M [kNm]
200	36,4	25,5	100	30,7	18,4	100	43,9	22,0
400	60,9	42,6	300	68,6	41,2	200	73,6	36,8
700	87,1	61,0	600	105,4	63,3	500	127,2	63,6
1200	115,7	81,0	1000	134,1	80,5	900	163,9	82,0
3100	143,1	100,1	1800	158,7	95,2	2700	200,0	100,0
5000	148,0	103,6				5000	205,7	102,9
10000	153,4	107,4				10000	207,4	103,7

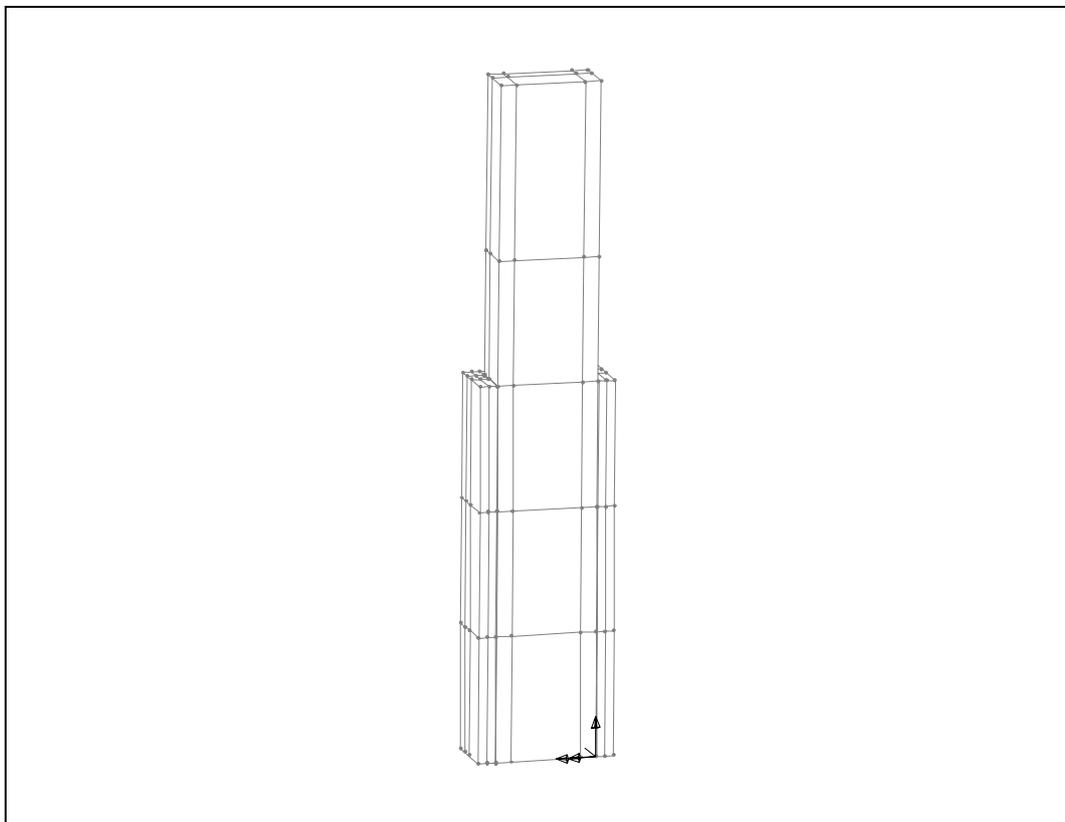
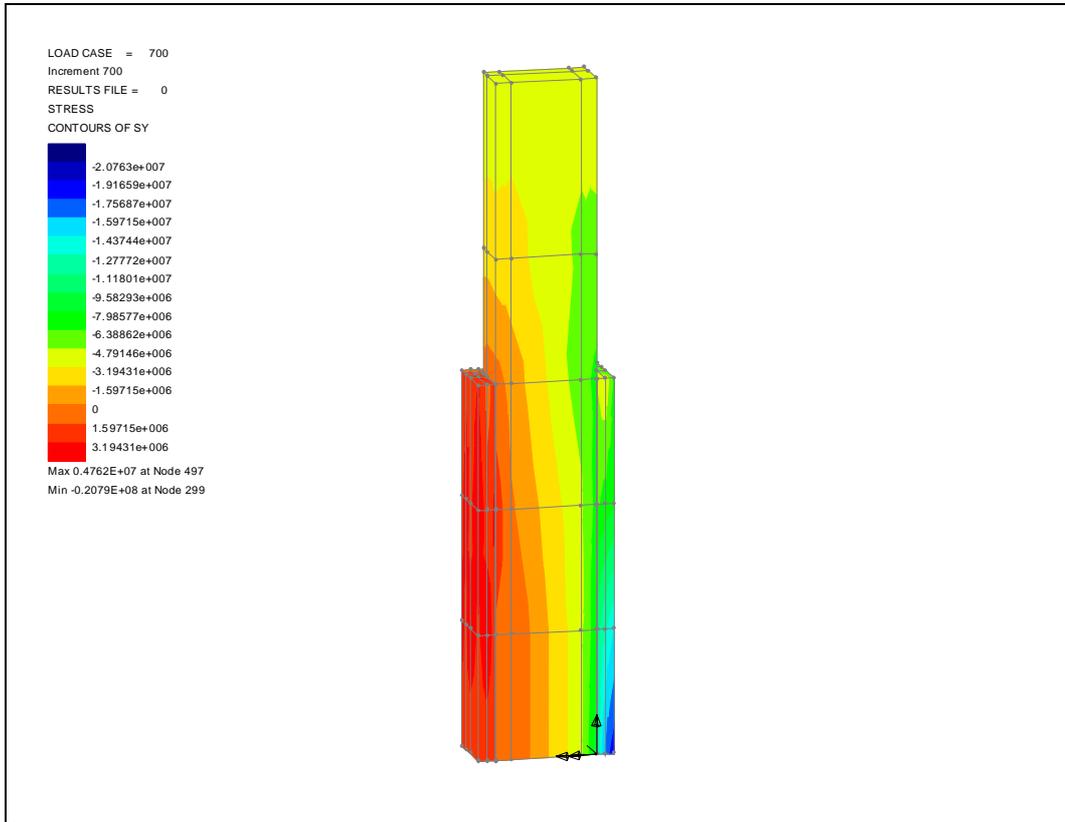
Modelo R_ST_100

INC = 300; V = 22,4 kN; M = 22,4 kNm.



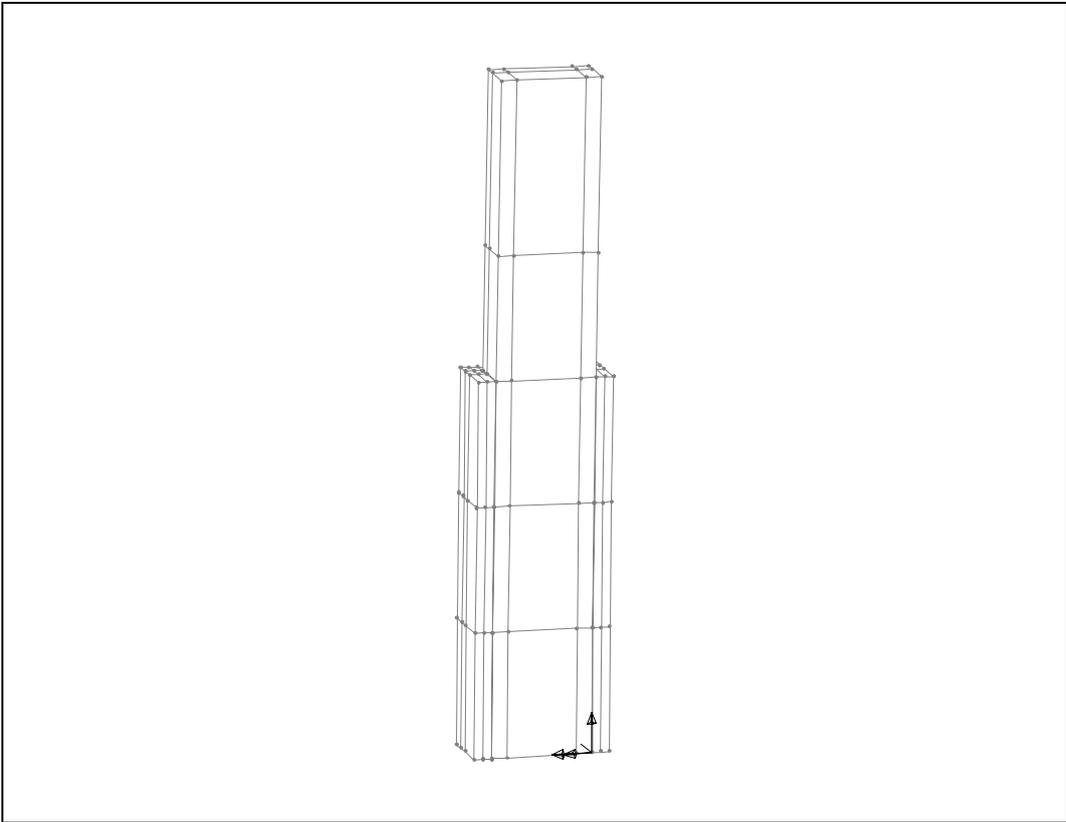
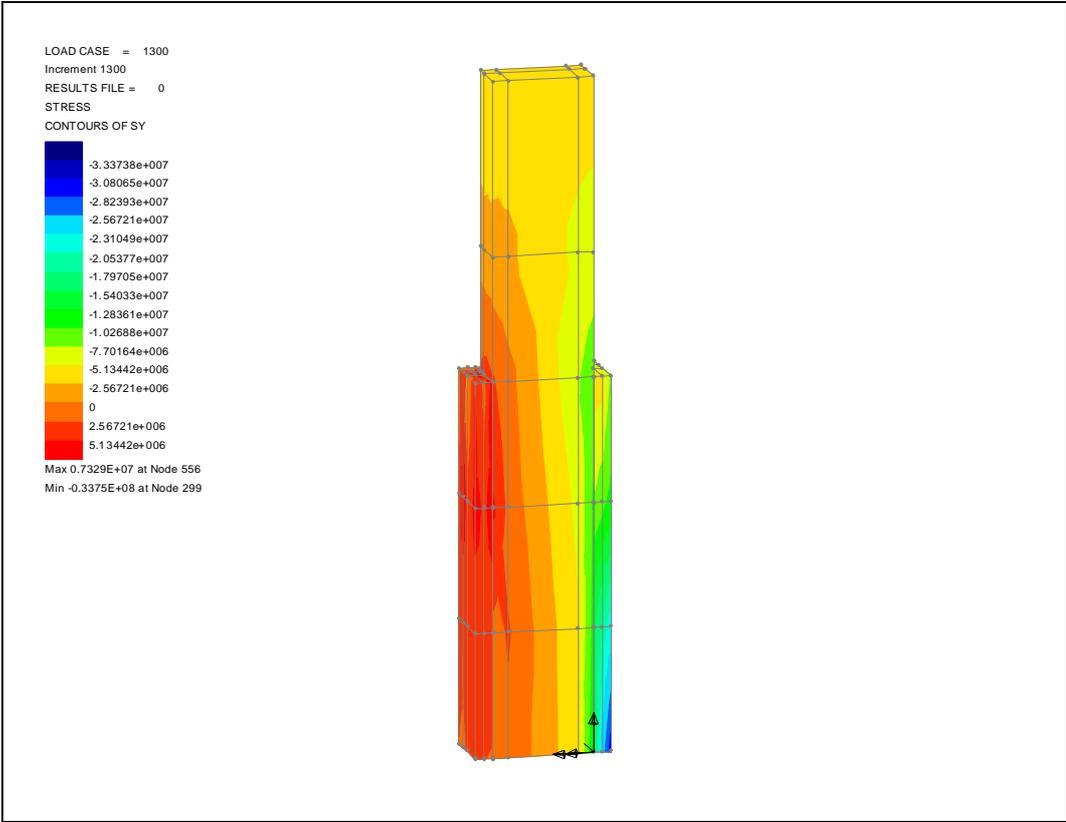
Modelo R_ST_100

INC = 700; V = 40,9 kN; M = 40,9 kNm.



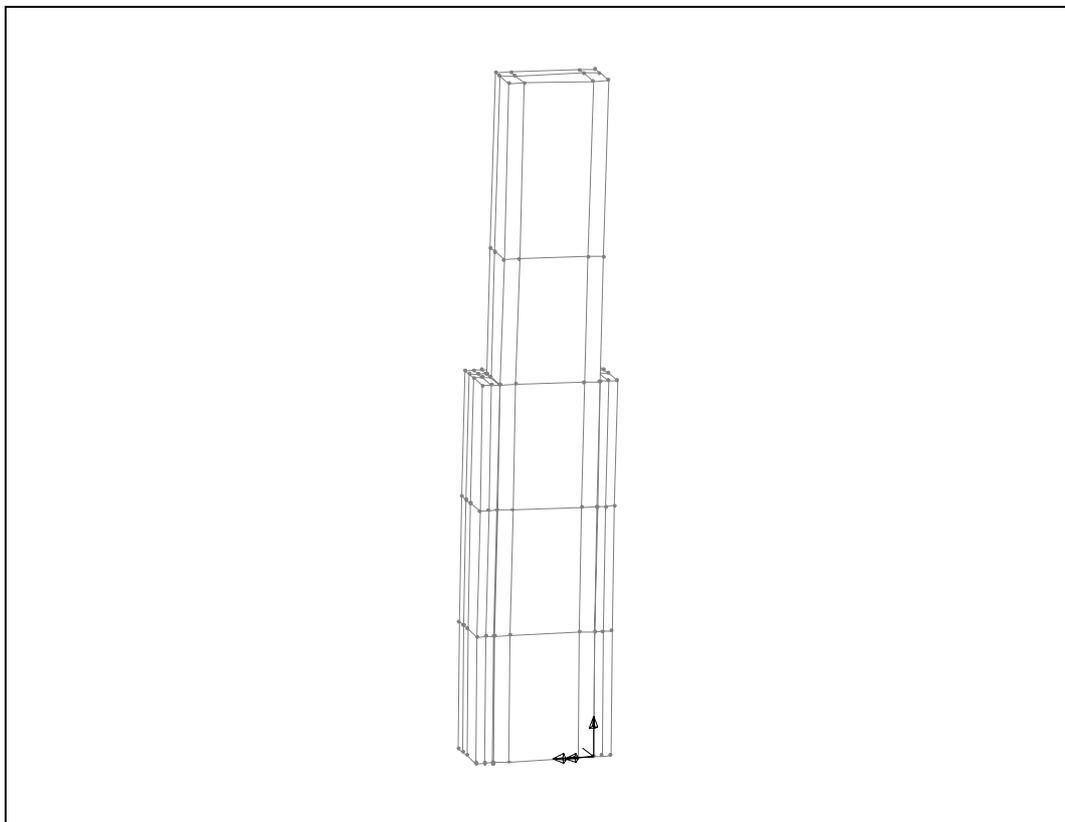
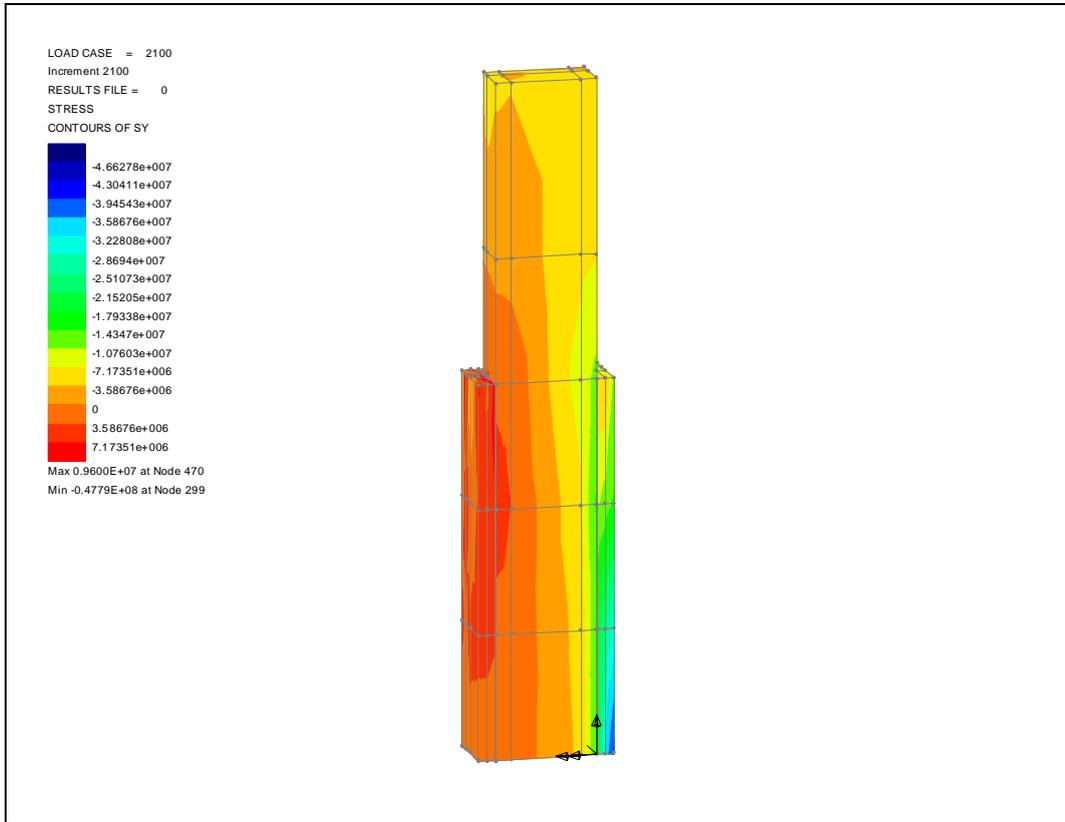
Modelo R_ST_100

INC = 1300; V = 61,6 kN; M = 61,6 kNm.



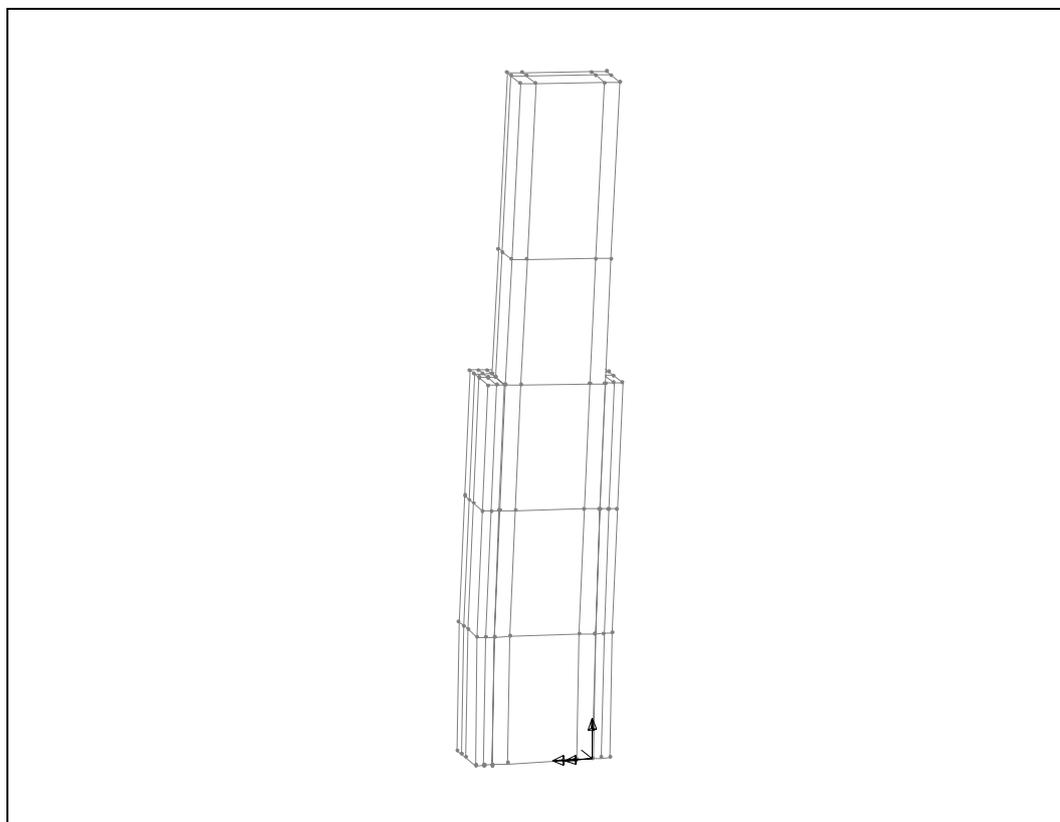
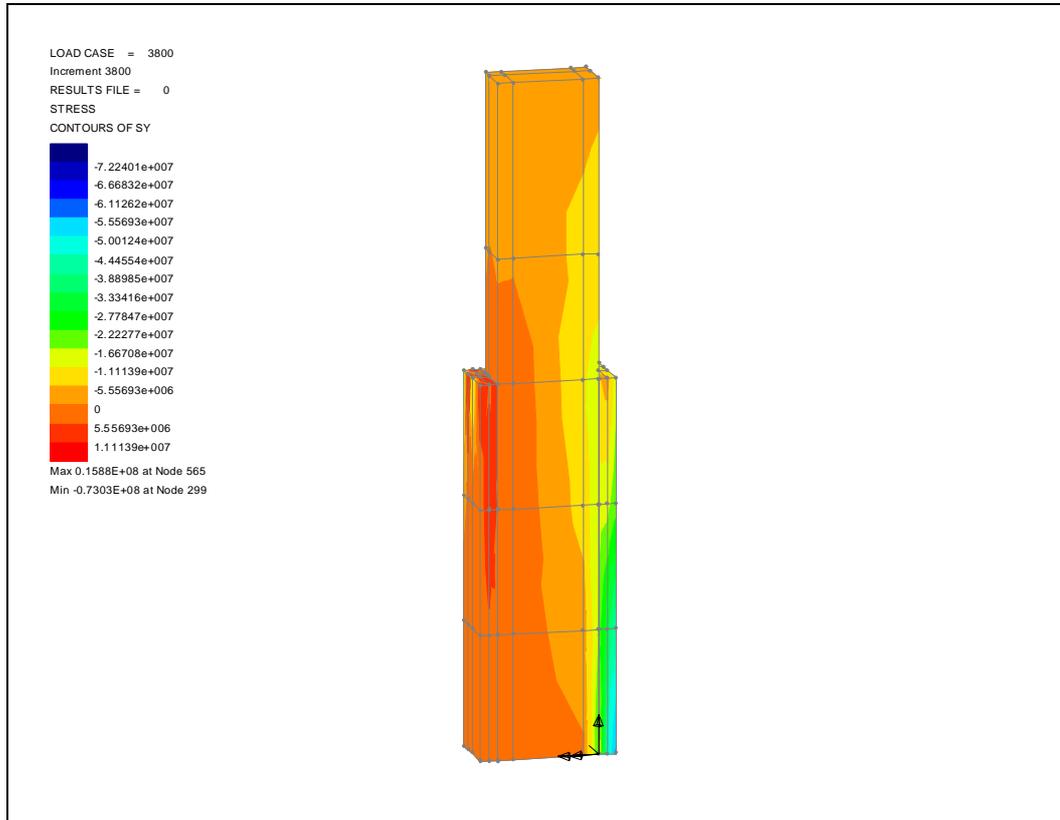
Modelo R_ST_100

INC = 2100; V = 81,7 kN; M = 81,7 kNm.



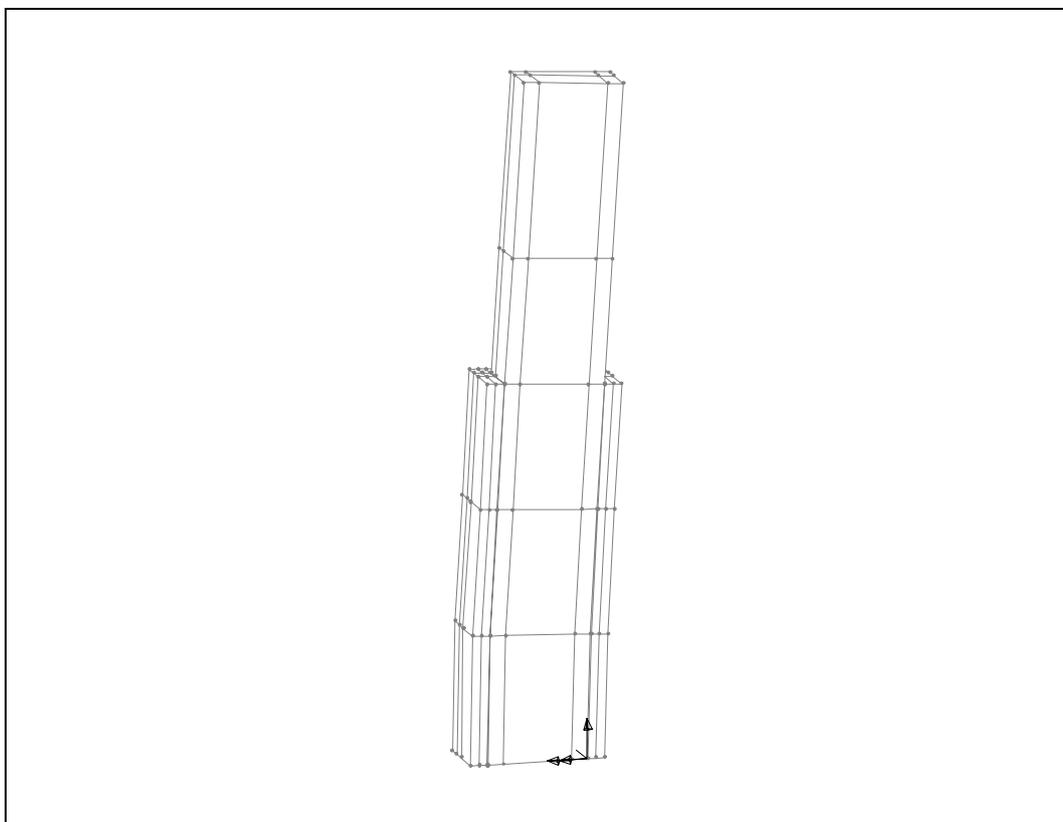
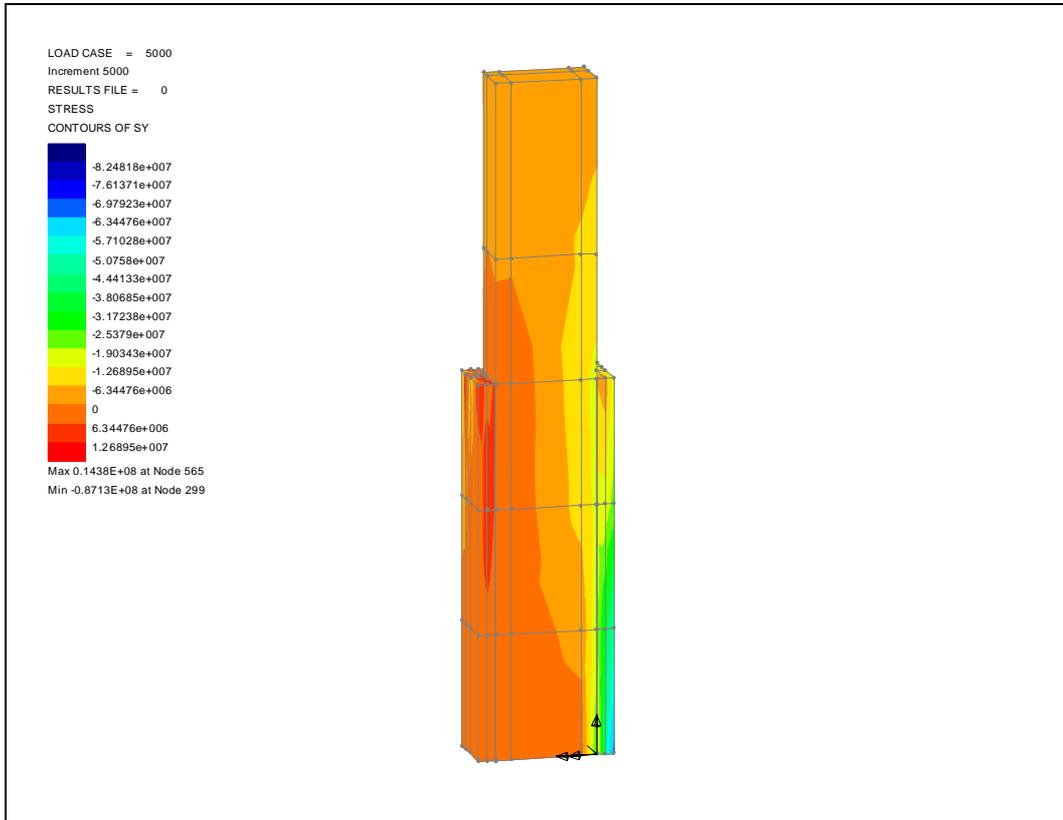
Modelo R_ST_100

INC = 3800; V = 100,0 kN; M = 100,0 kNm.



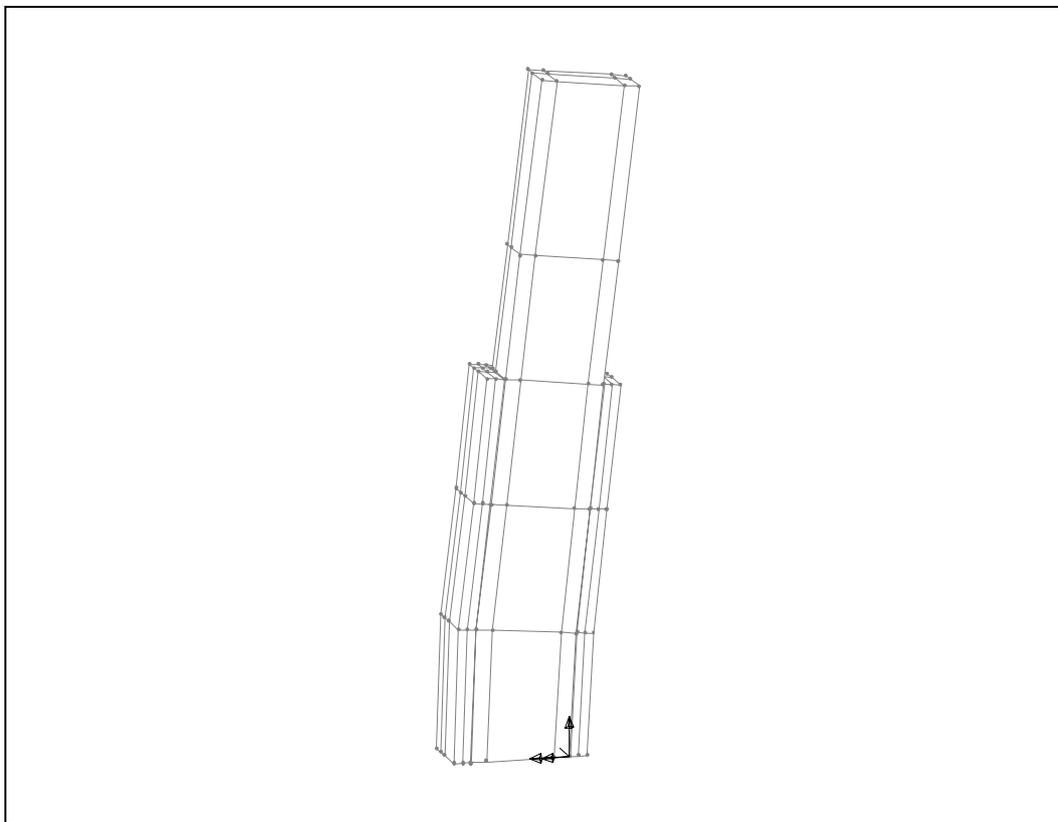
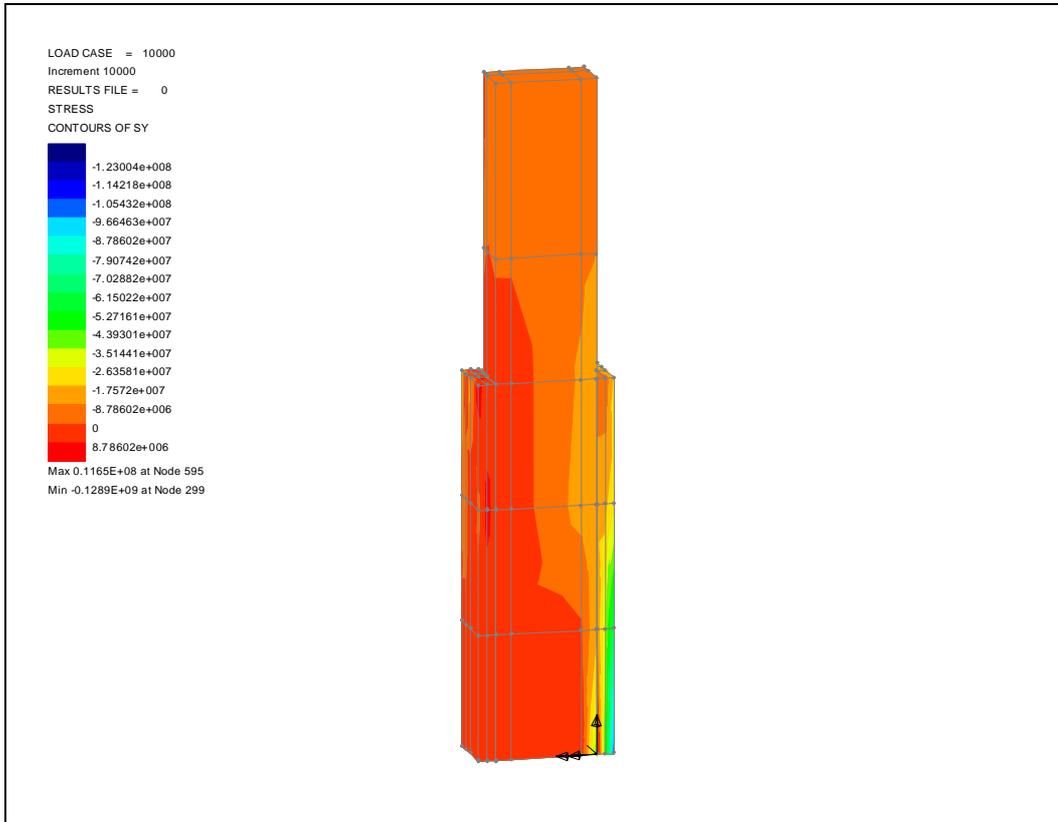
Modelo R_ST_100

INC = 5000; V = 102,9 kN; M = 102,9 kNm.



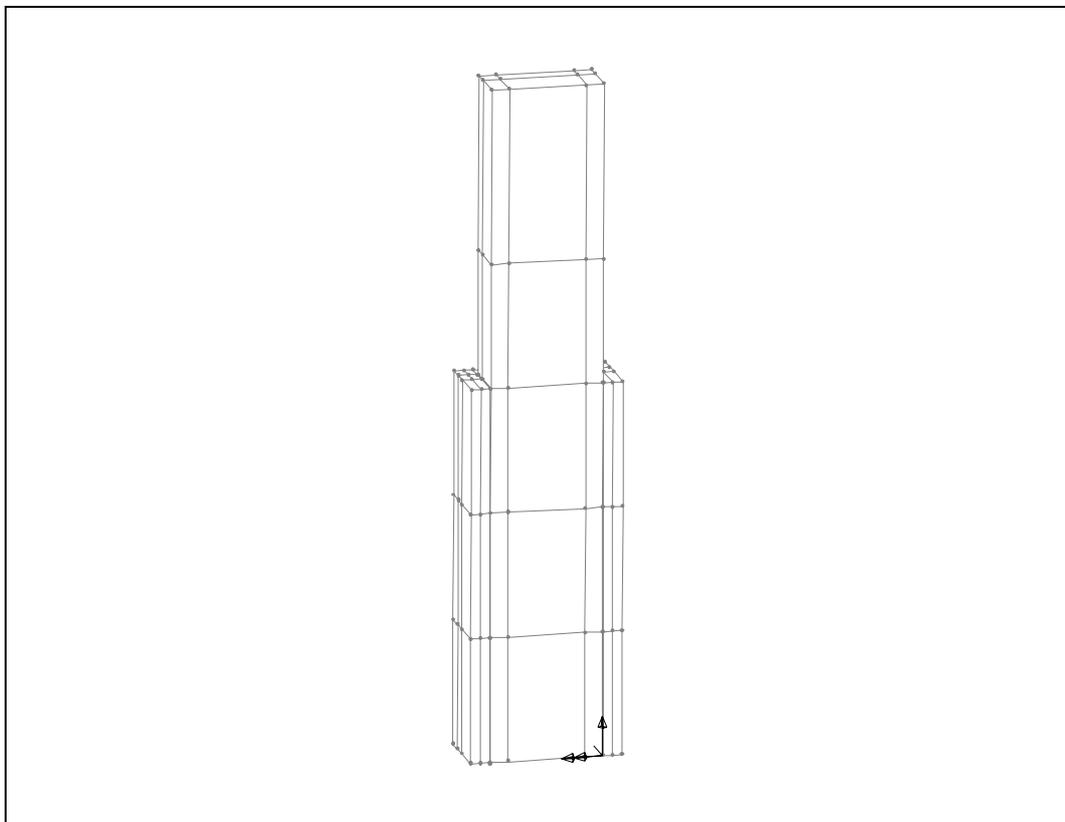
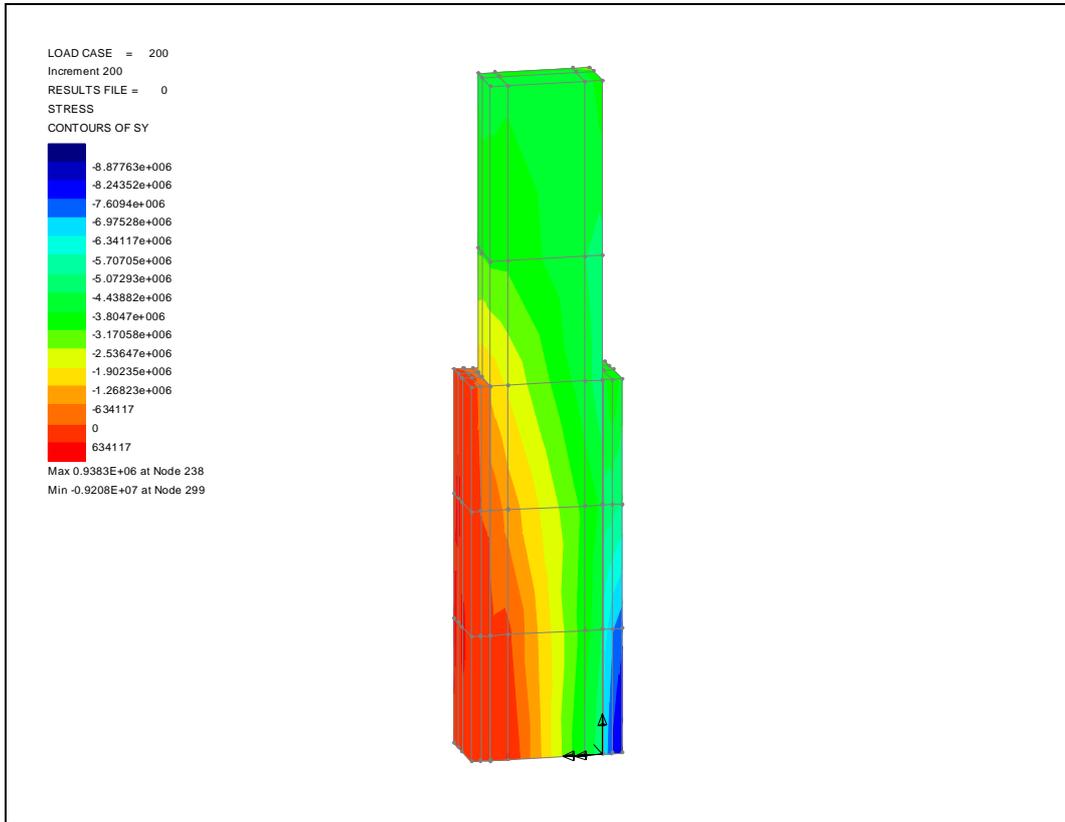
Modelo R_ST_100

INC = 10000; V = 108,9 kN; M = 108,9 kNm.



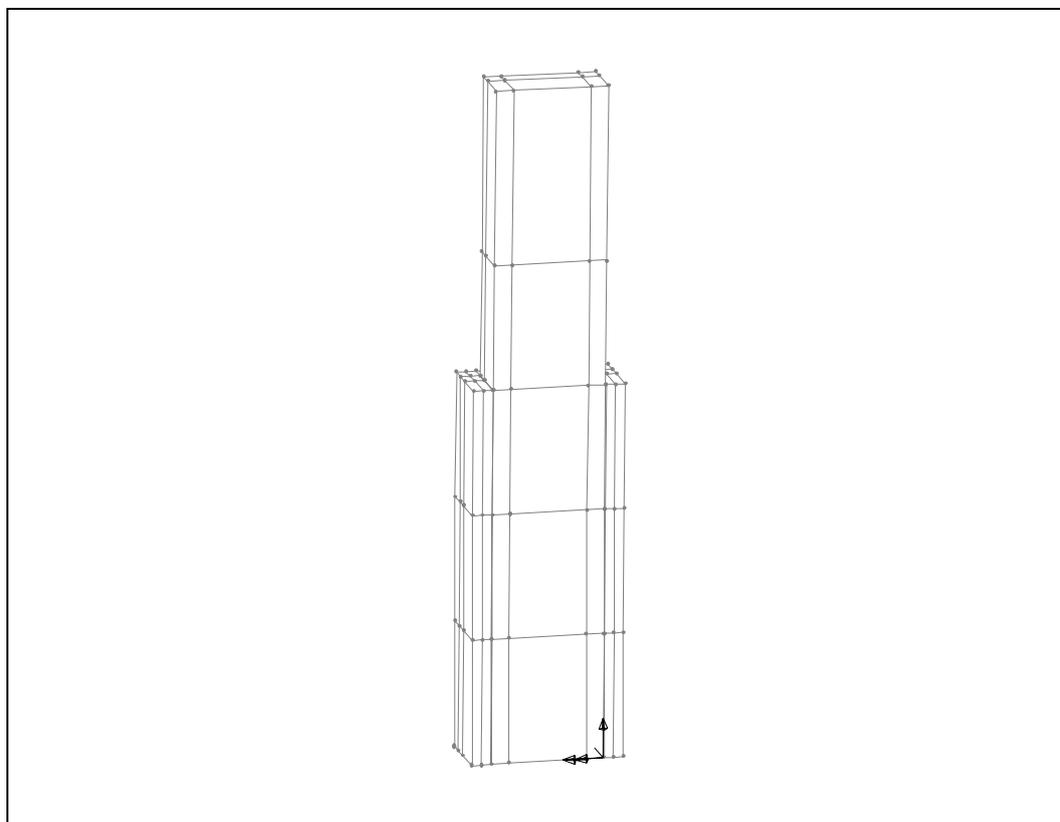
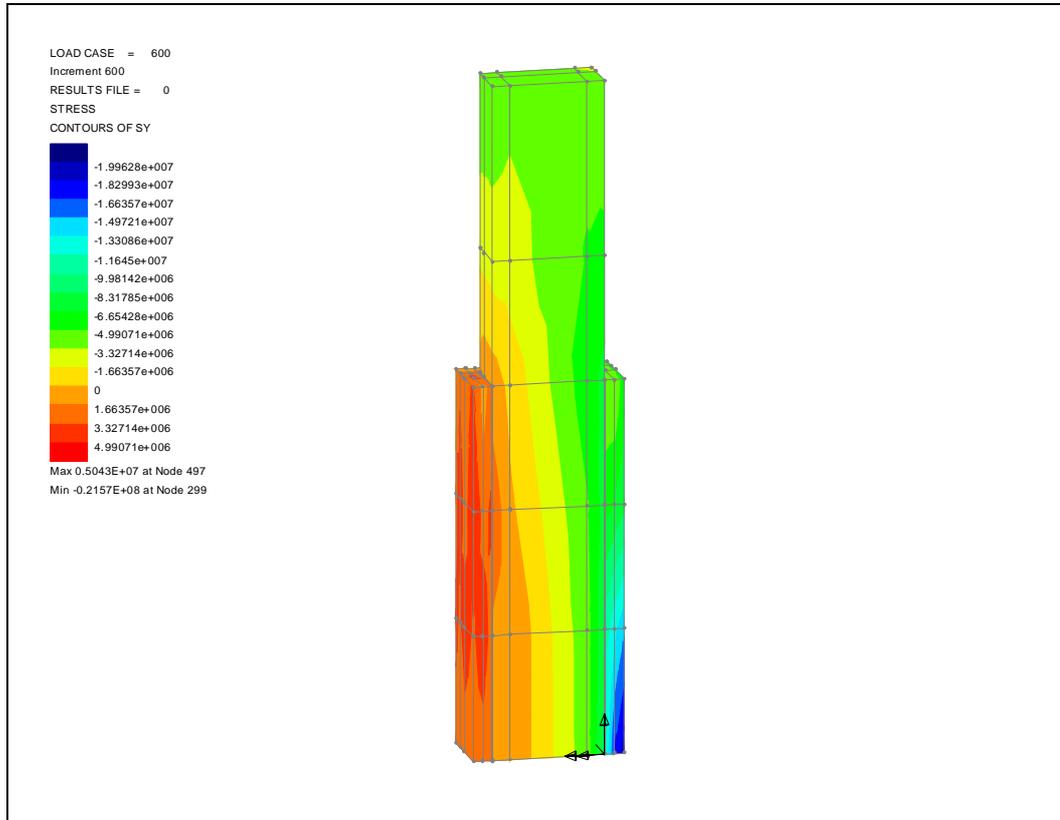
Modelo R_ST_90

INC = 200; V = 21,5 kN; M = 19,4 kNm.



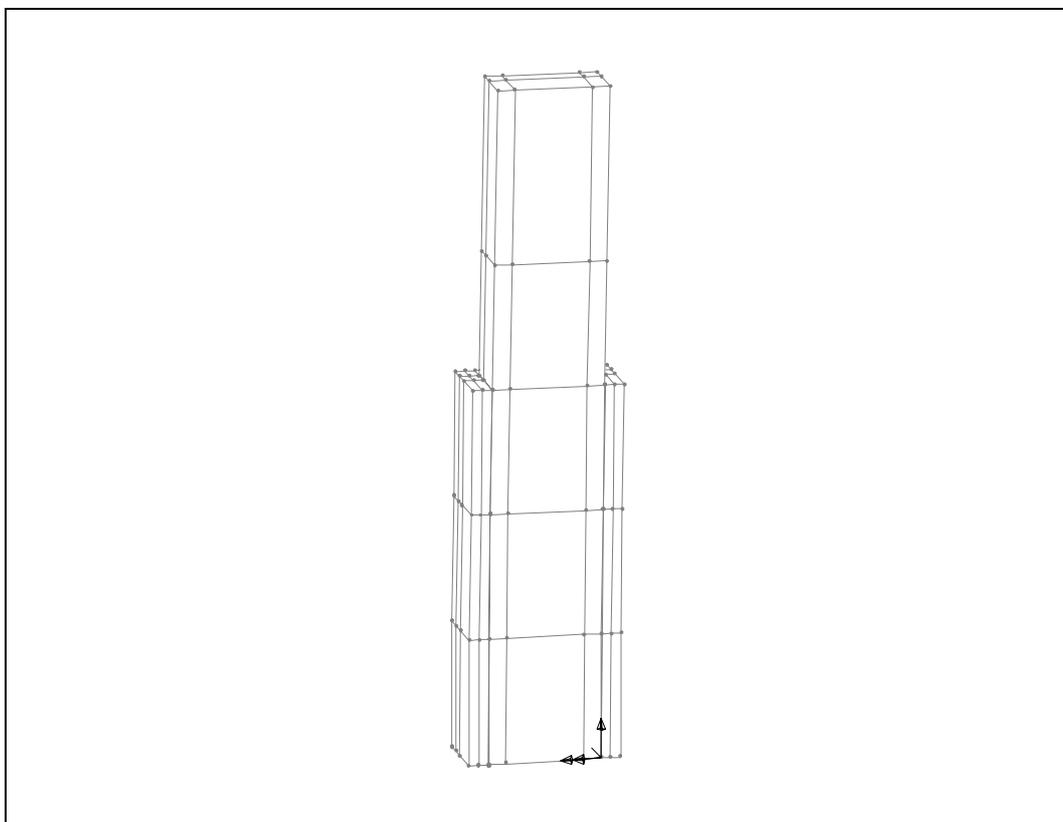
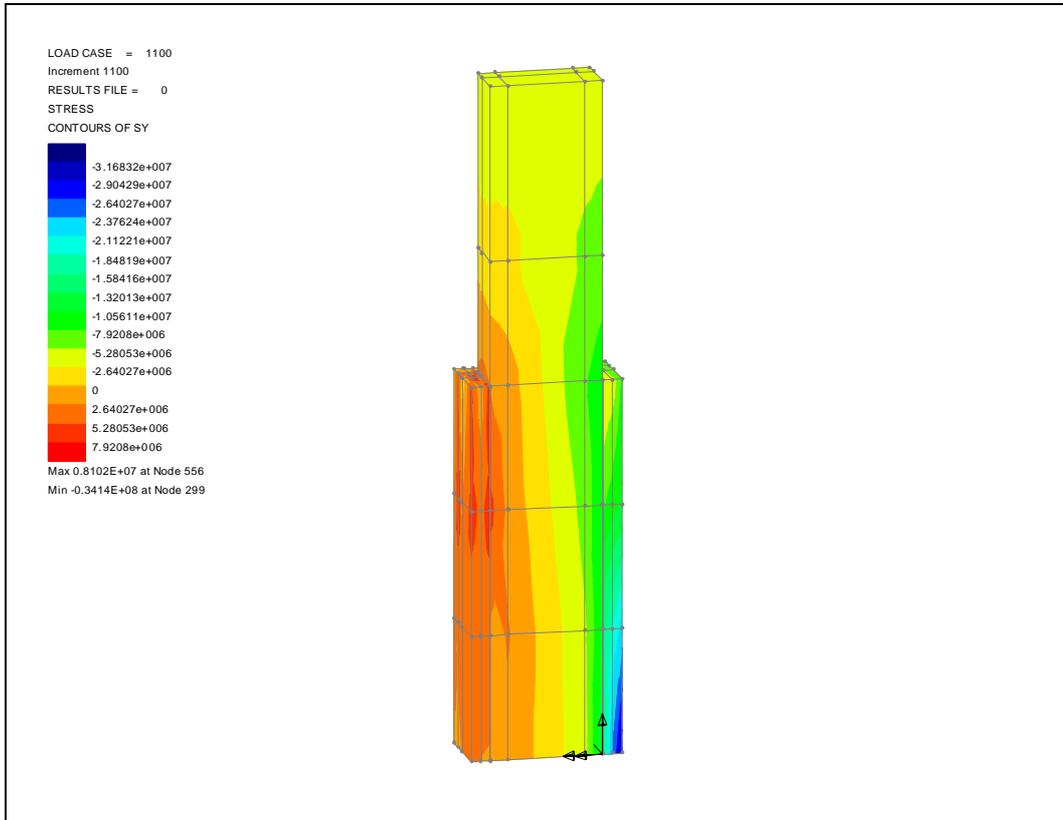
Modelo R_ST_90

INC = 600; V = 46,6 kN; M = 42,0 kNm.



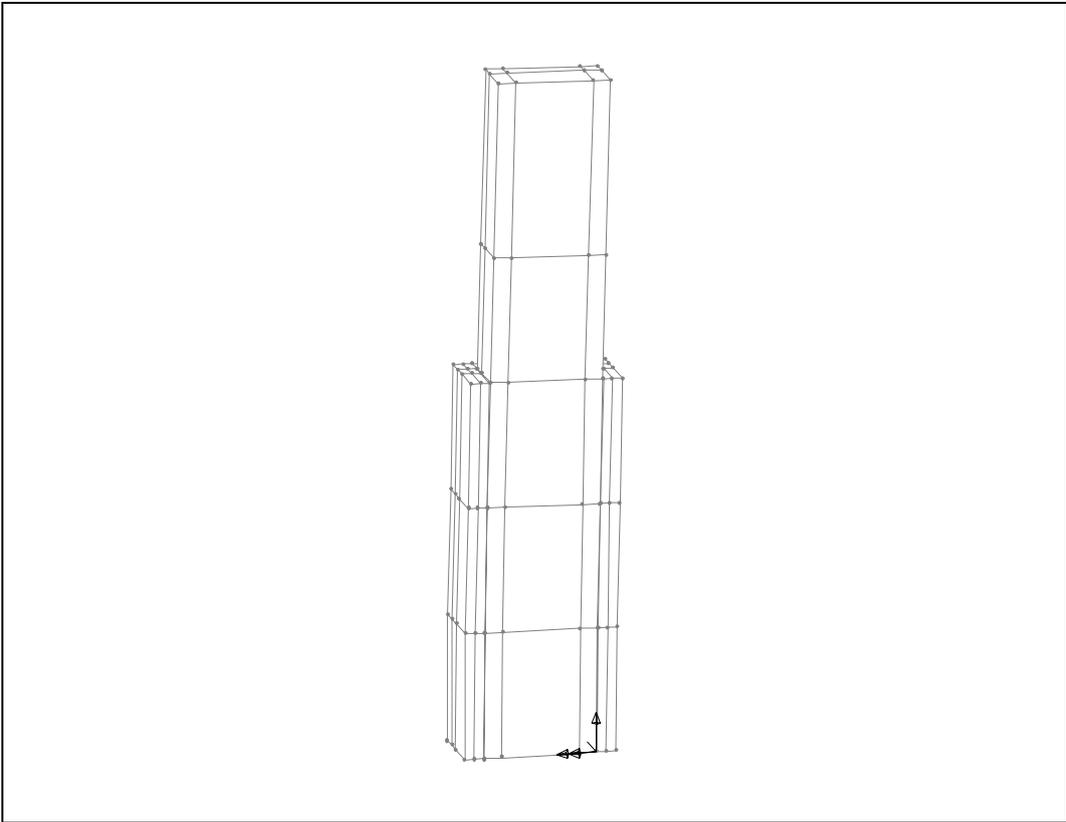
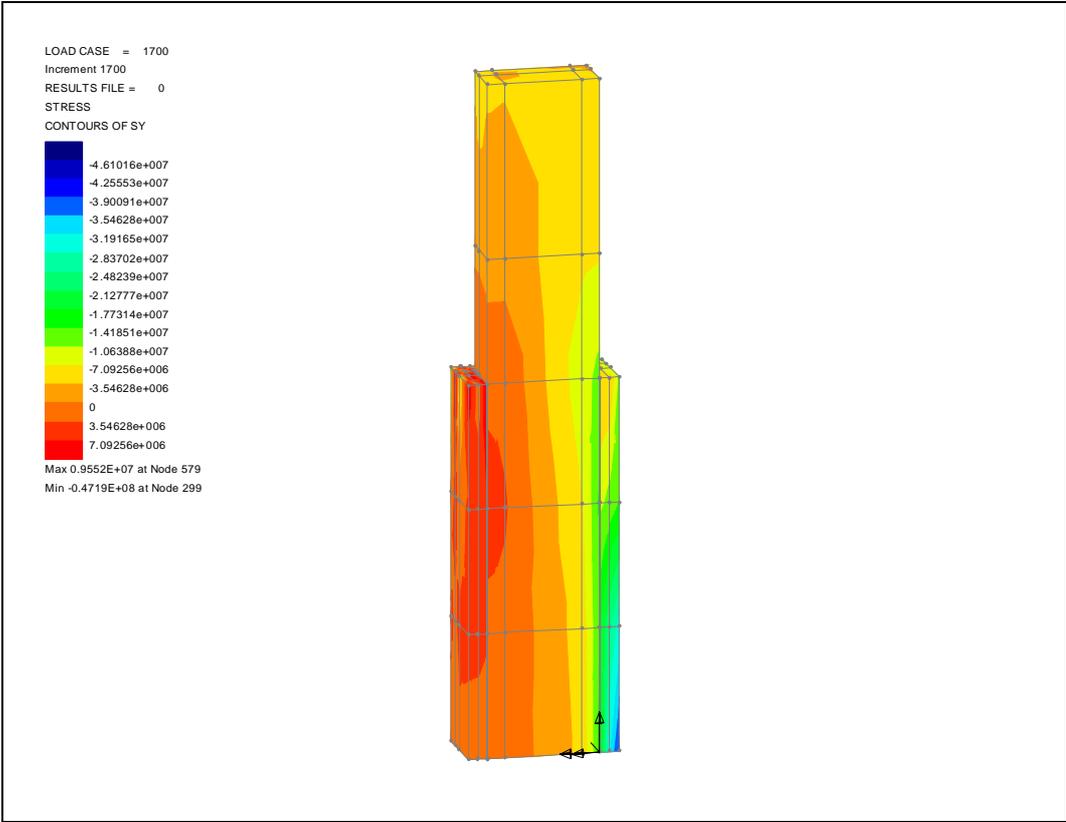
Modelo R_ST_90

INC = 1100; V = 69,3 kN; M = 62,4 kNm.



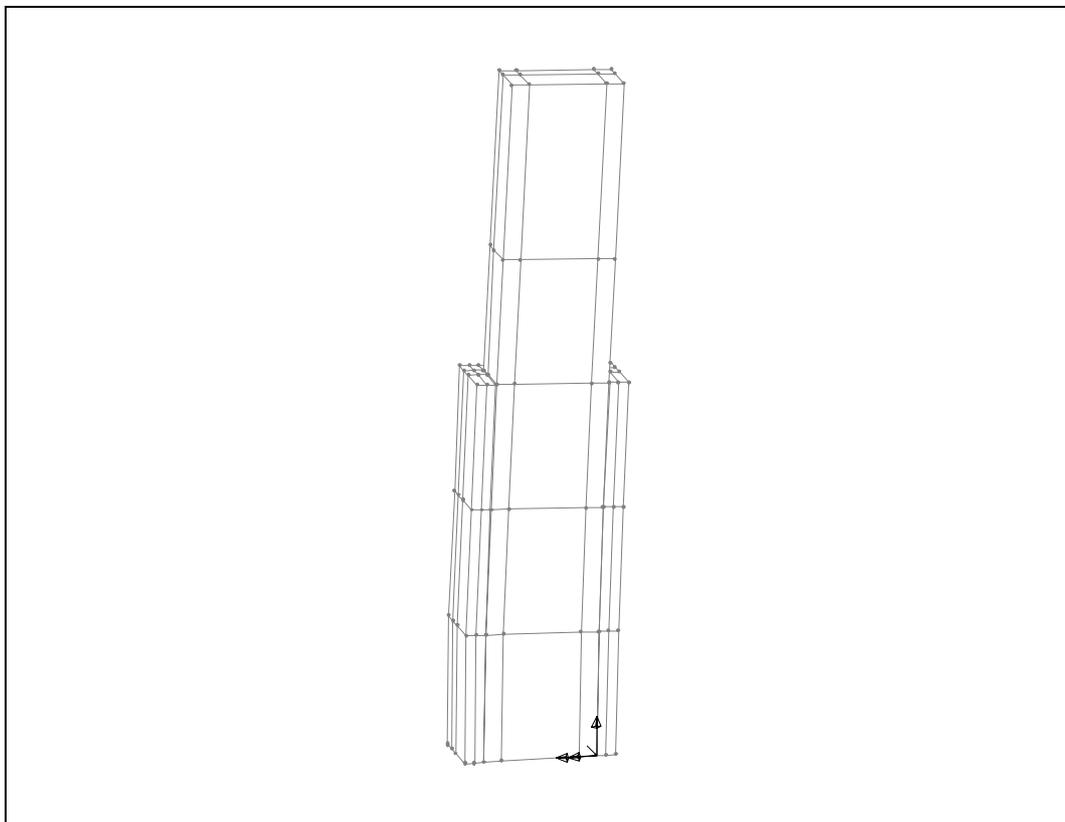
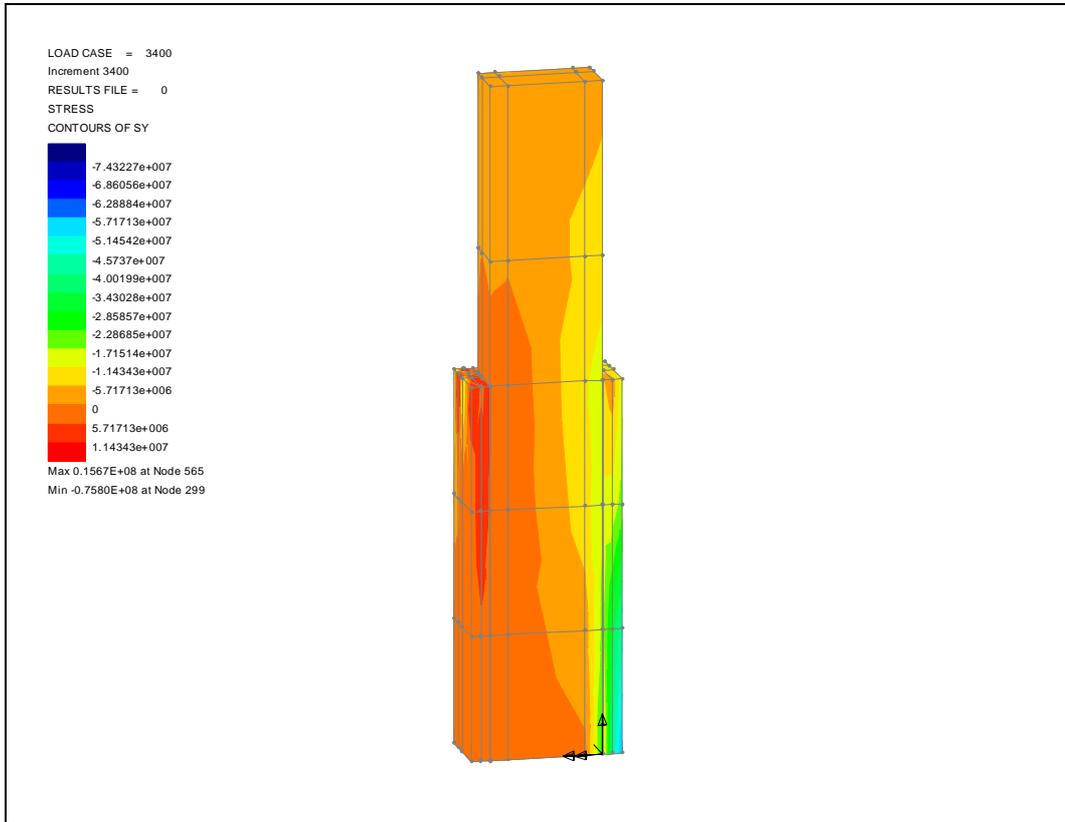
Modelo R_ST_90

INC = 1700; V = 89,1 kN; M = 82,2 kNm.



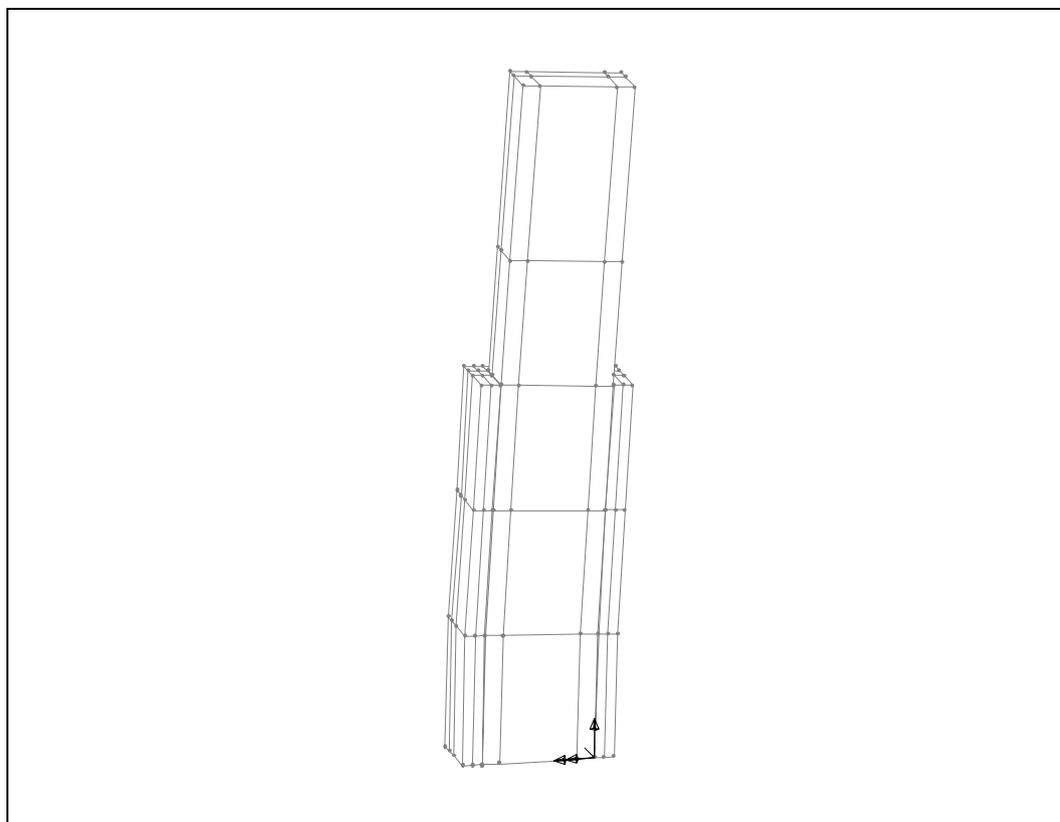
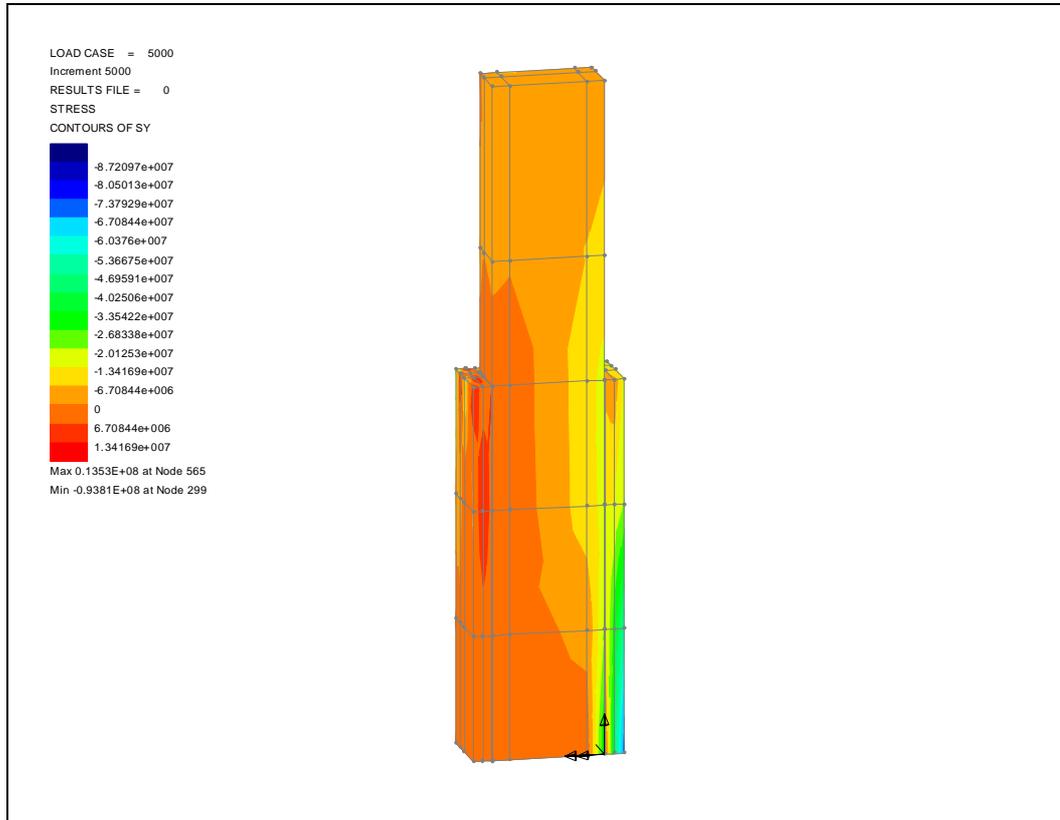
Modelo R_ST_90

INC = 3400; V = 111,2 kN; M = 100,1 kNm.



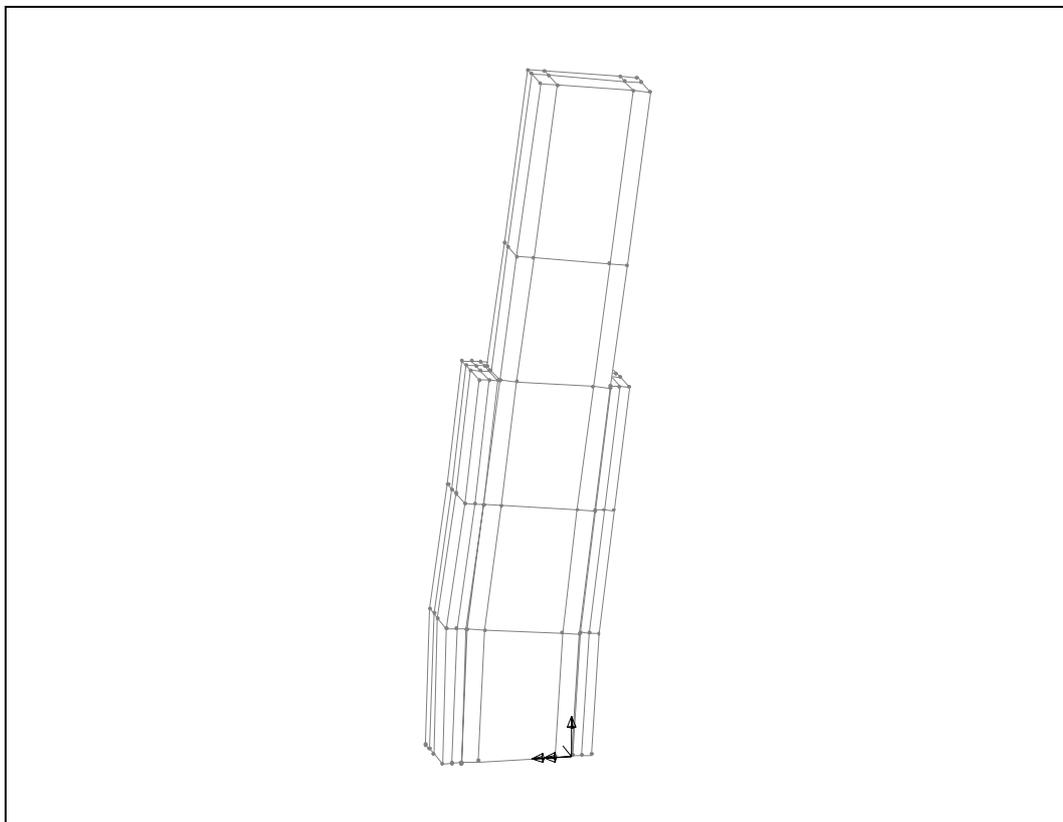
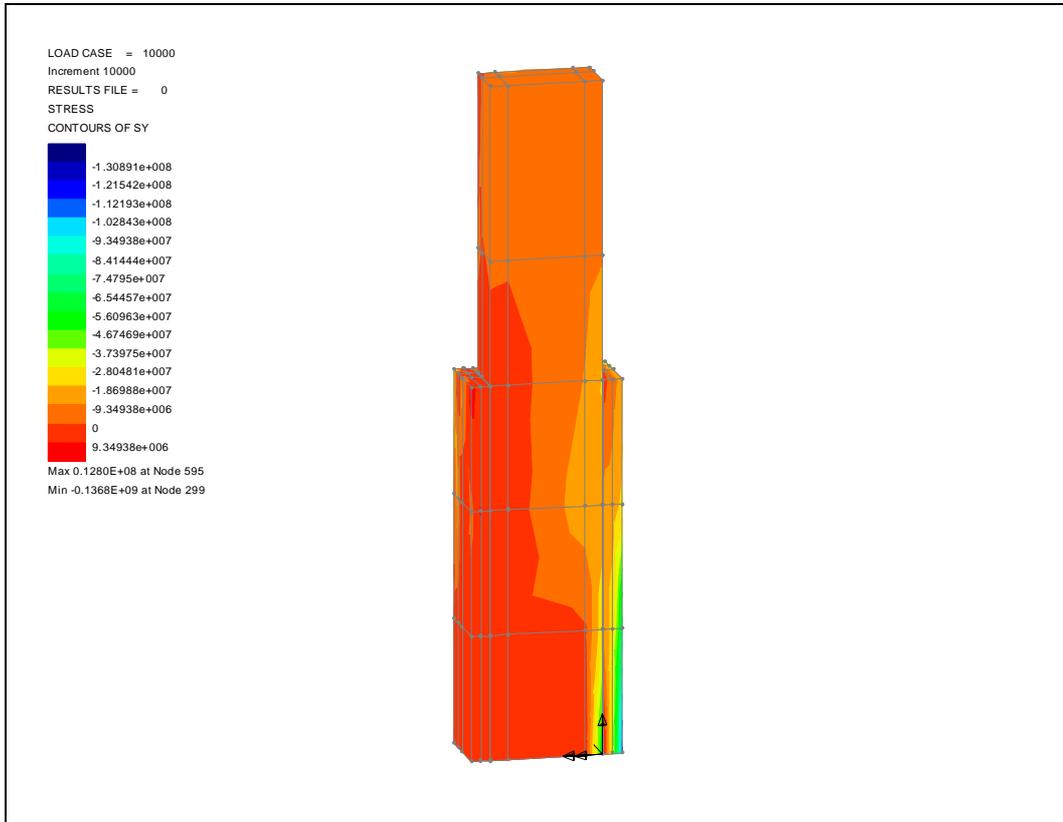
Modelo R_ST_90

INC = 5000; V = 115,1 kN; M = 103,6 kNm.



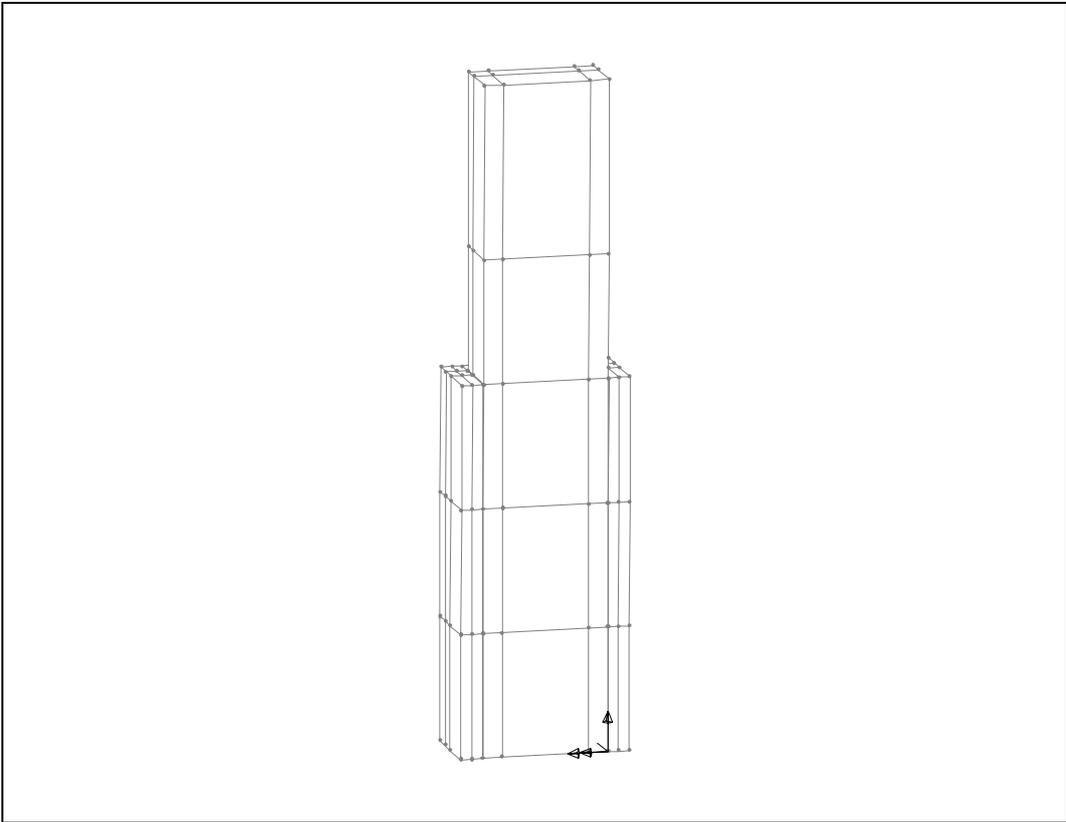
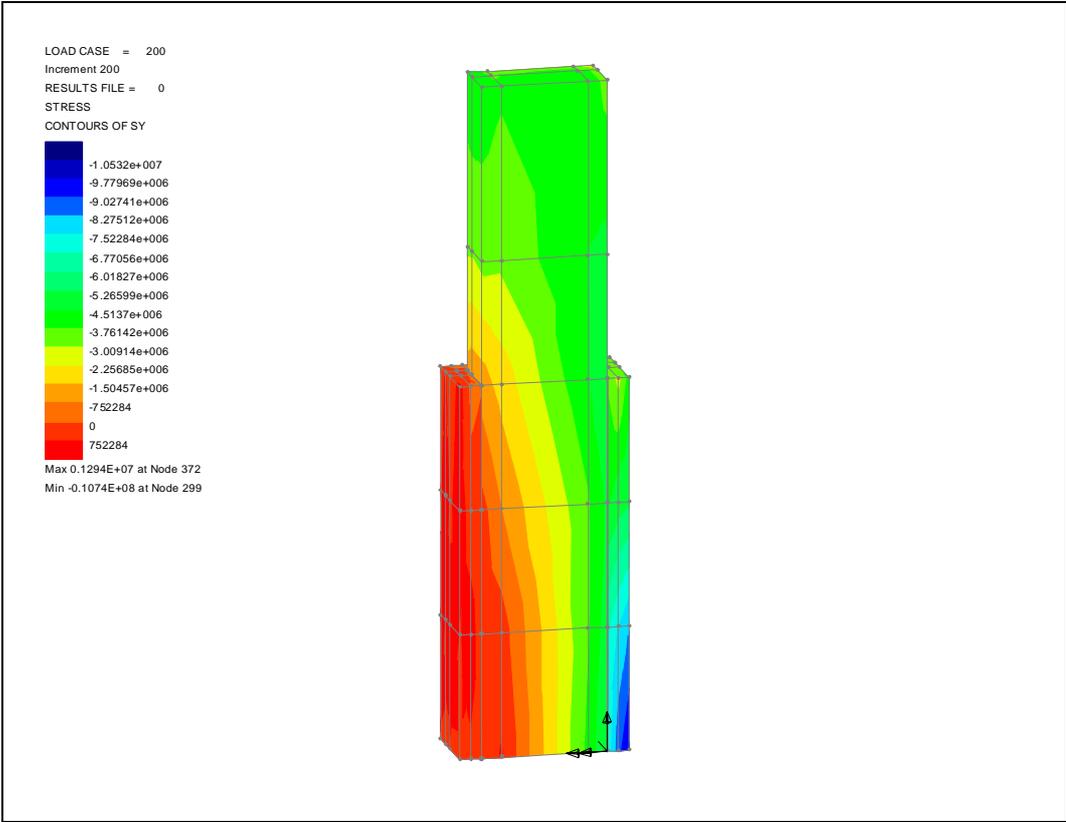
Modelo R_ST_90

INC = 10000; V = 120,6 kN; M = 108,5 kNm.



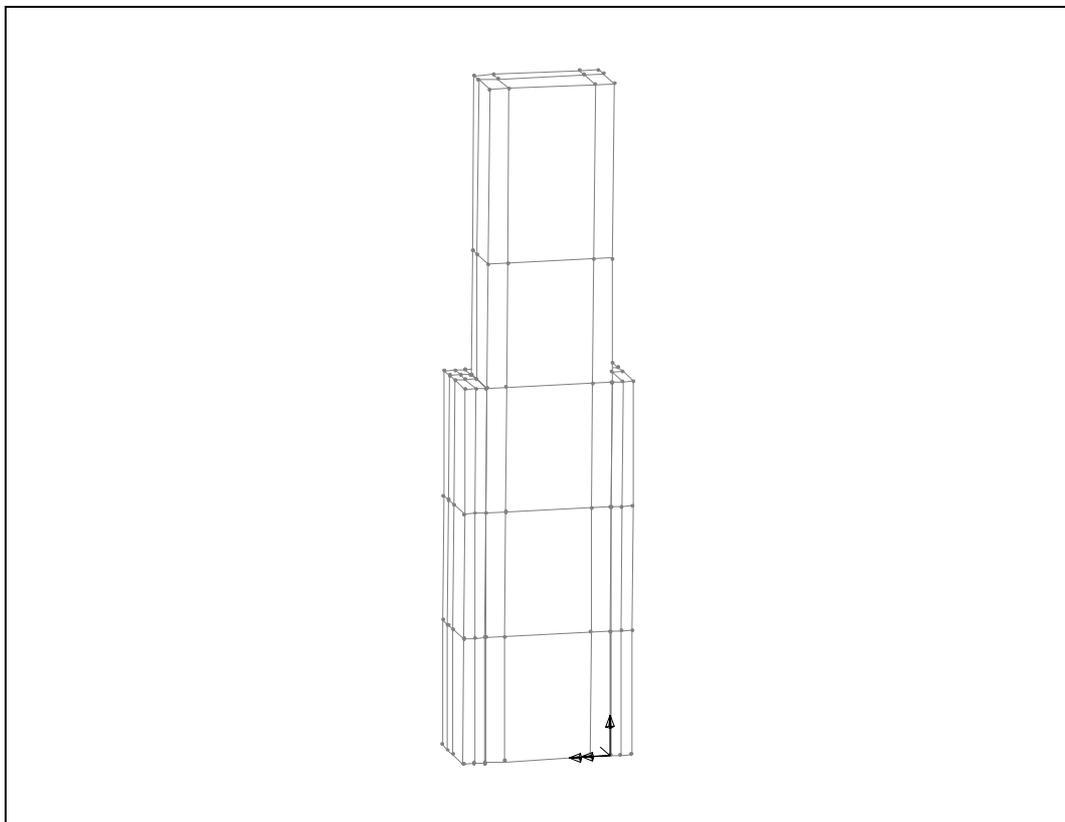
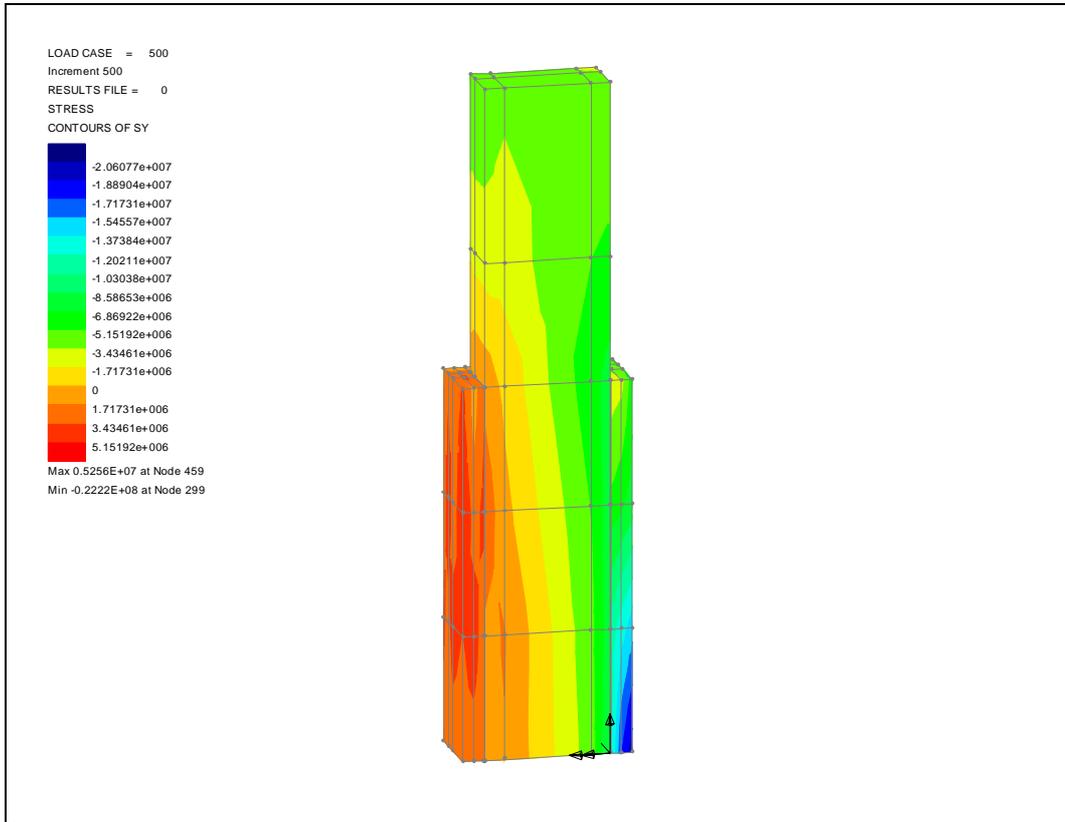
Modelo R_ST_80

INC = 200; V = 27,5 kN; M = 22,0 kNm.



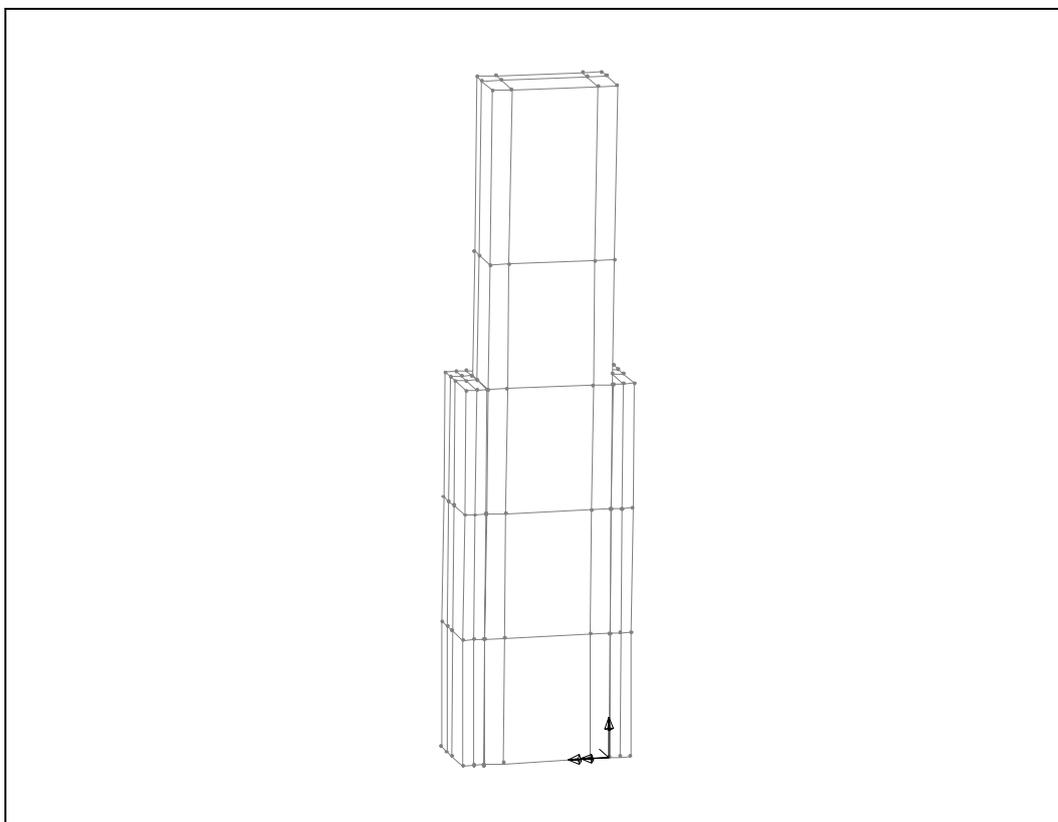
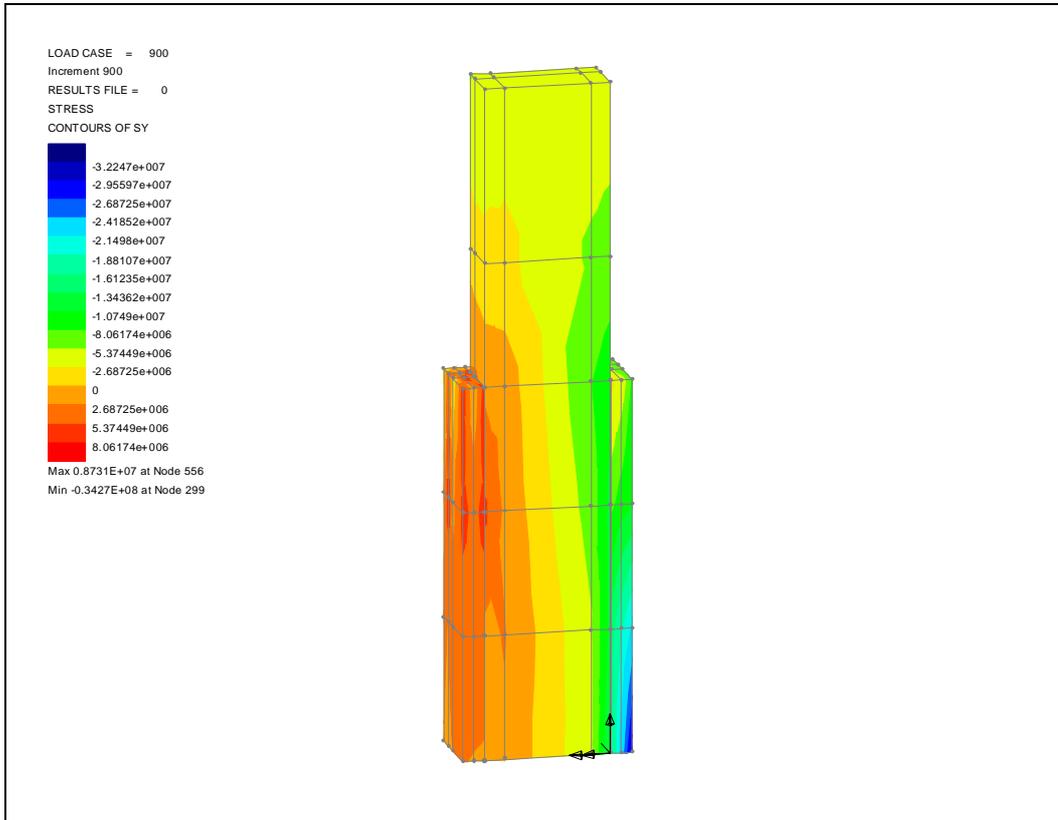
Modelo R_ST_80

INC = 500; V = 53,4 kN; M = 42,7 kNm.



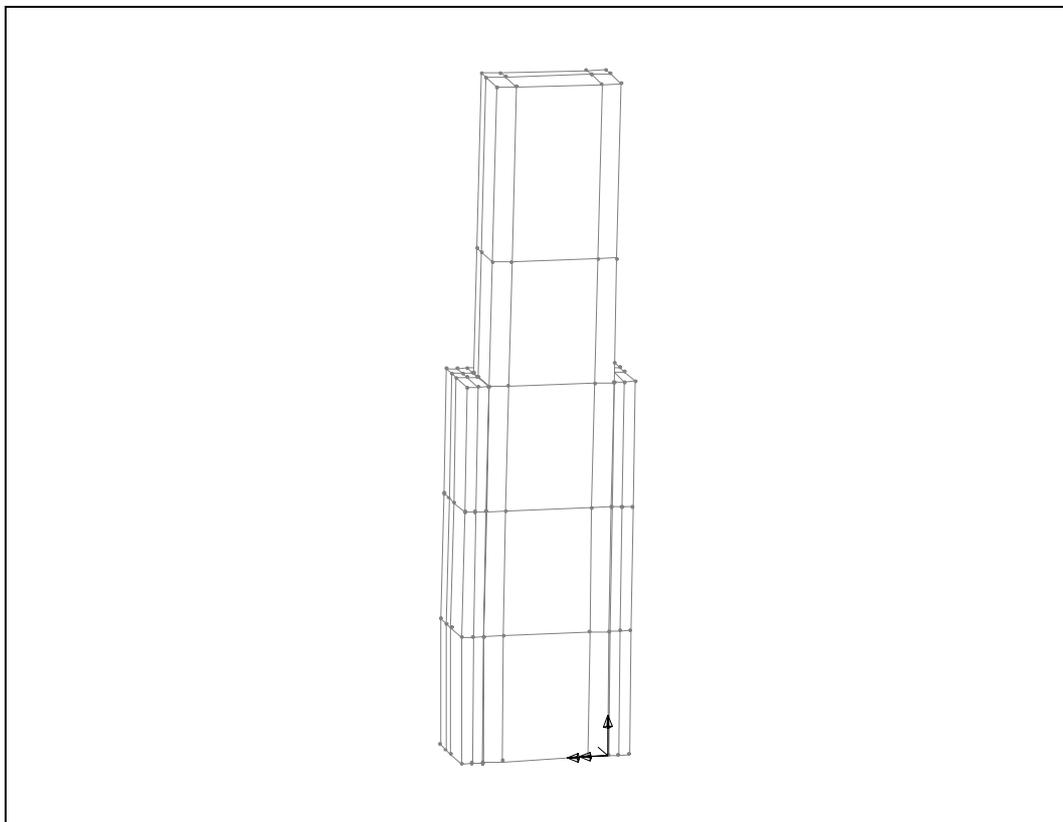
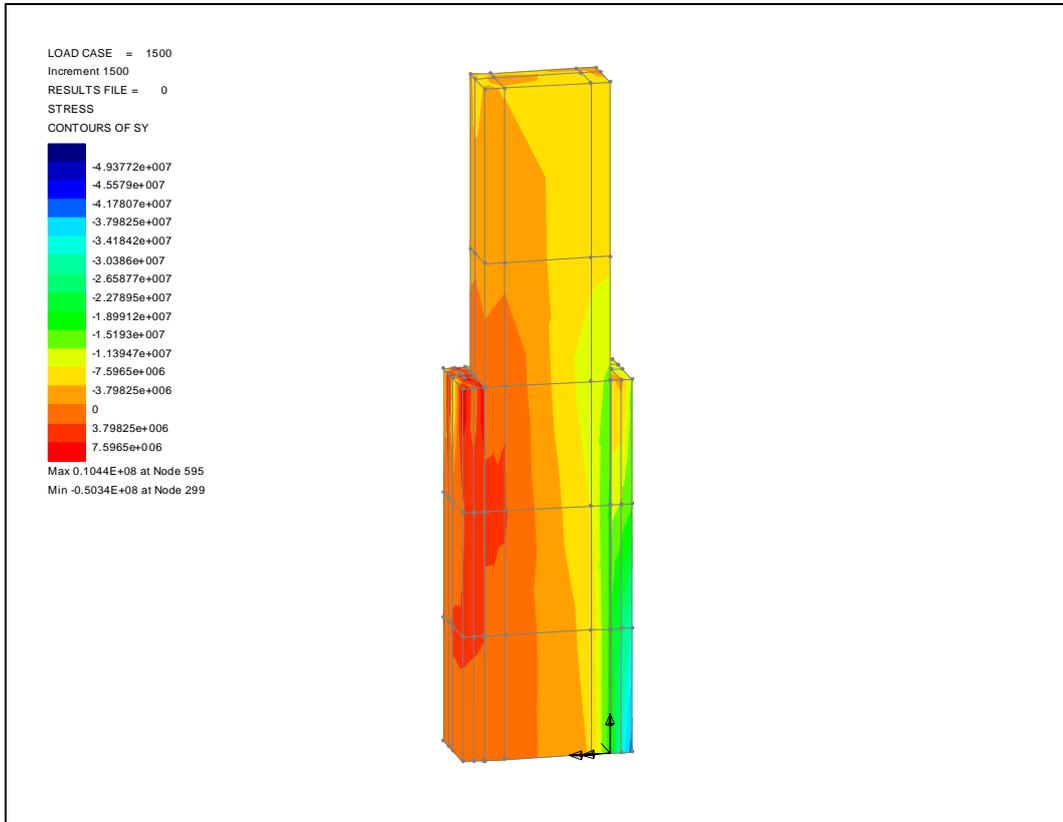
Modelo R_ST_80

INC = 900; V = 78,0 kN; M = 62,4 kNm.



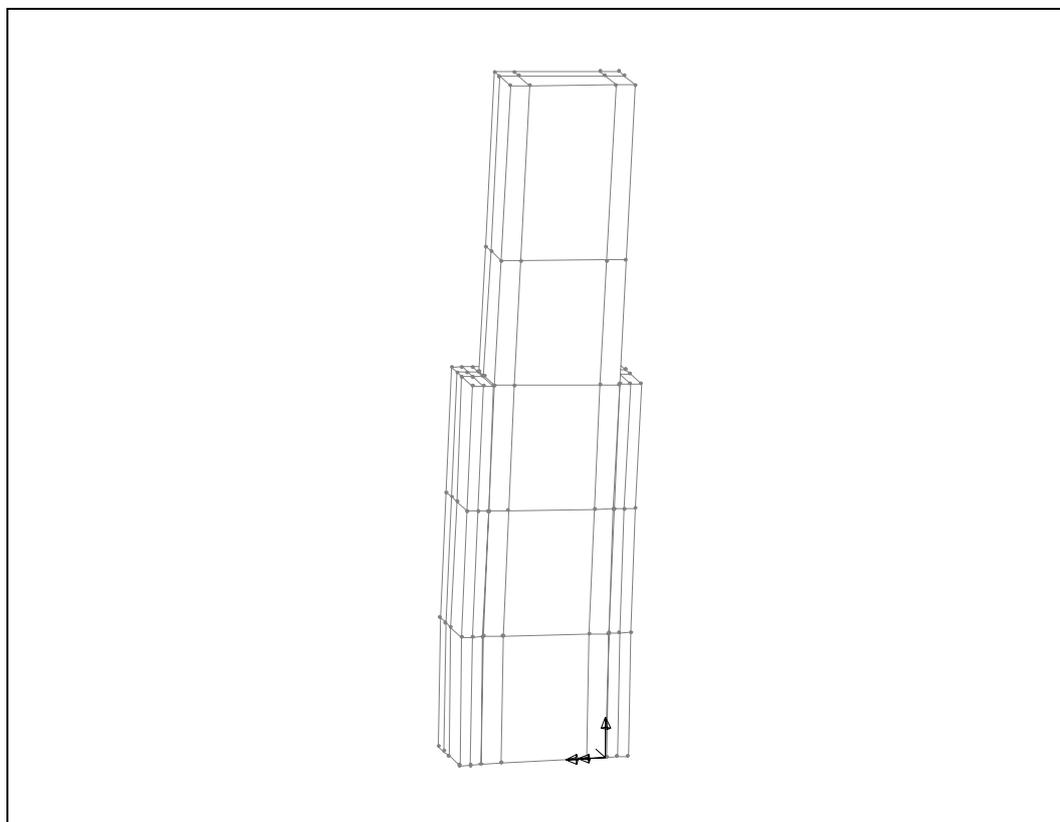
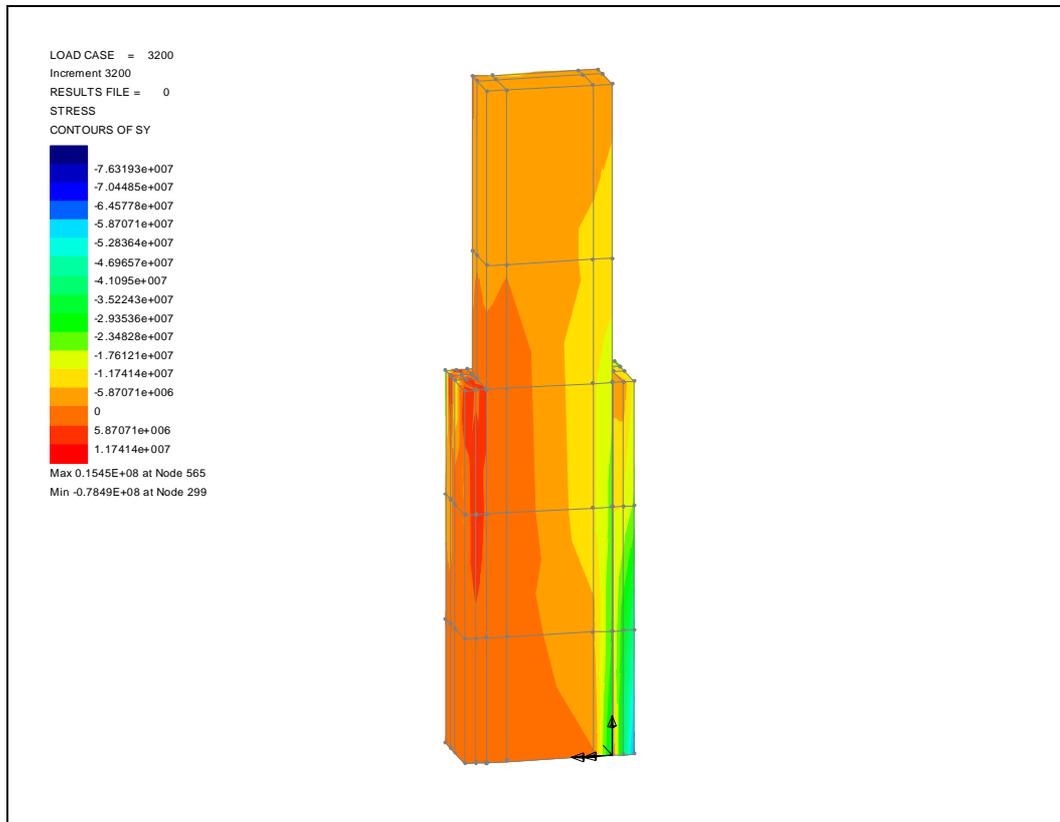
Modelo R_ST_80

INC = 1500; V = 103,4 kN; M = 82,7 kNm.



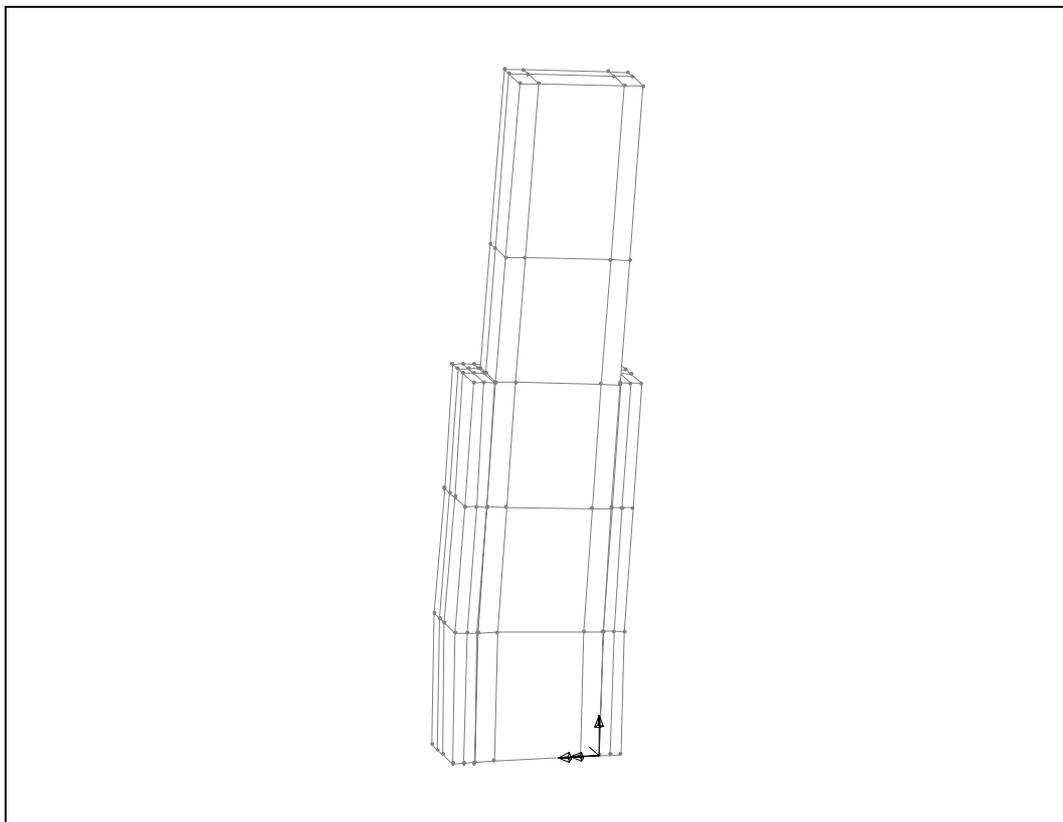
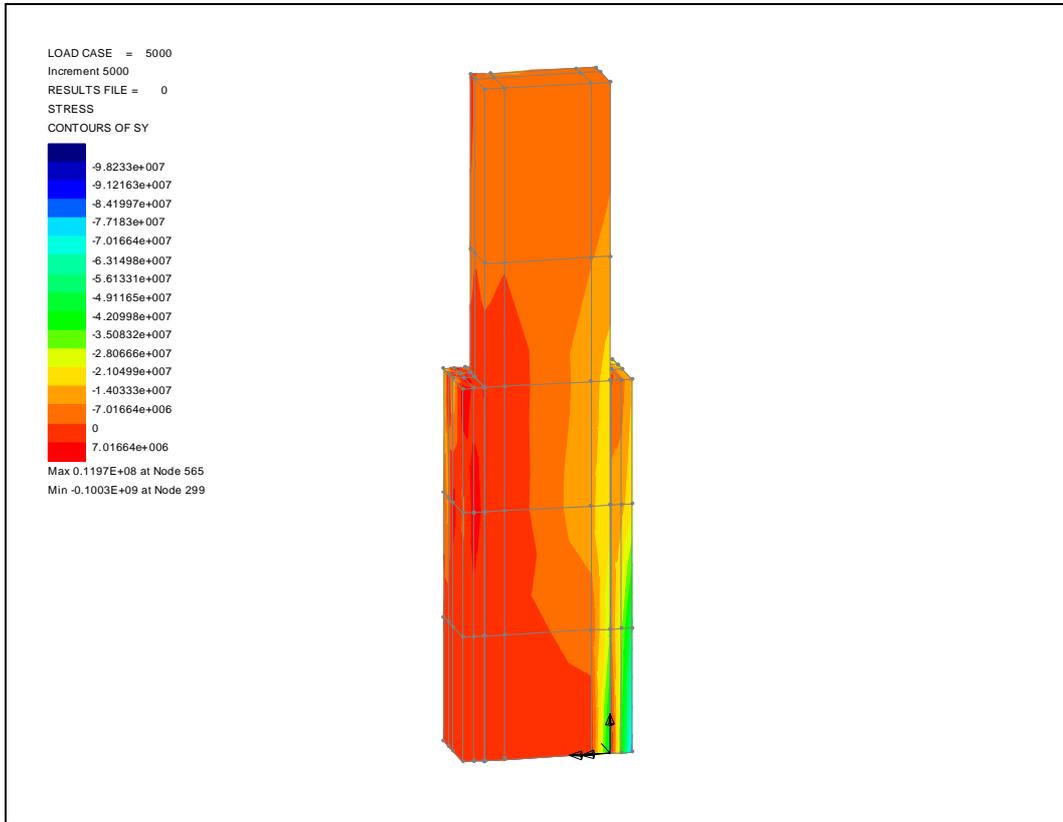
Modelo R_ST_80

INC = 3200; V = 125,1 kN; M = 100,1 kNm.



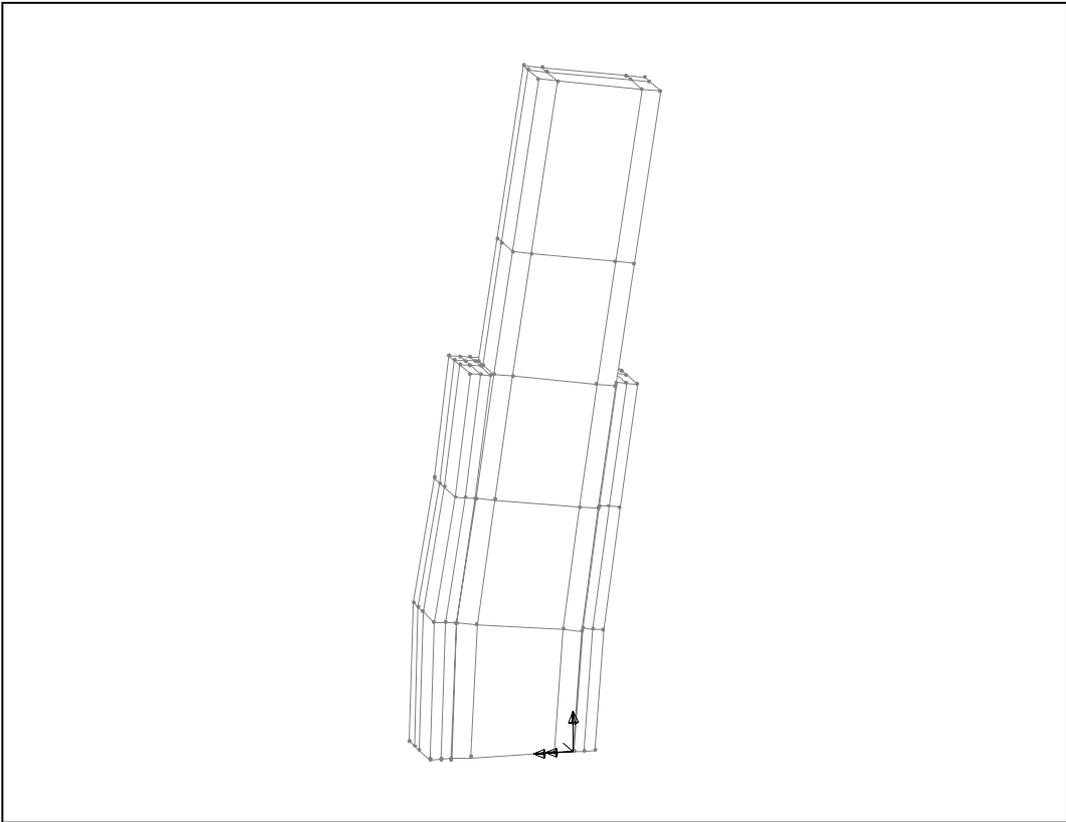
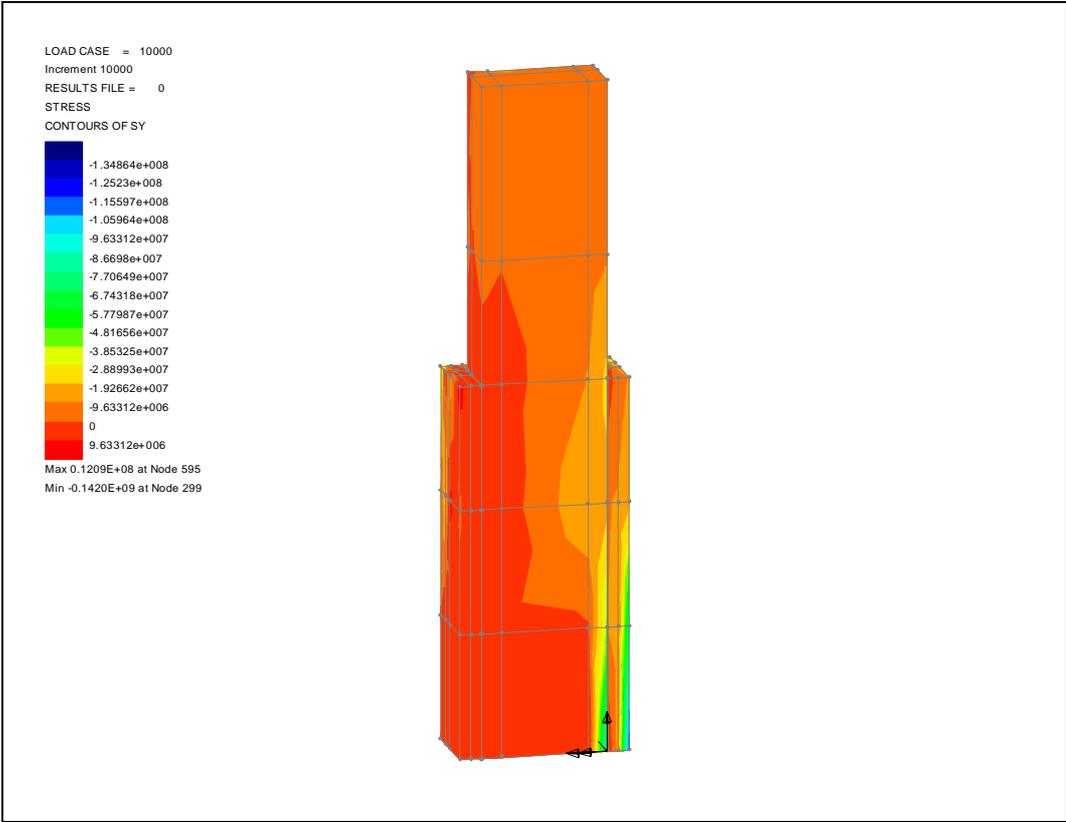
Modelo R_ST_80

INC = 5000; V = 129,6 kN; M = 103,7 kNm.



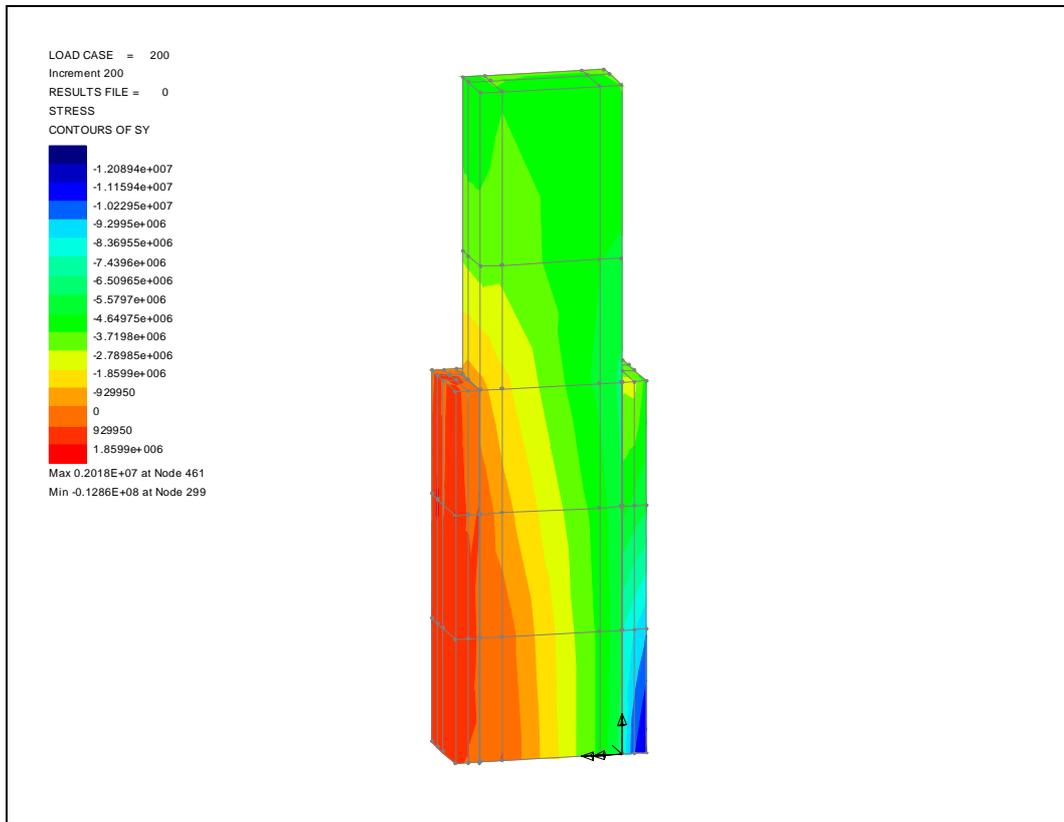
Modelo R_ST_80

INC = 10000; V = 134,8 kN; M = 107,8 kNm.



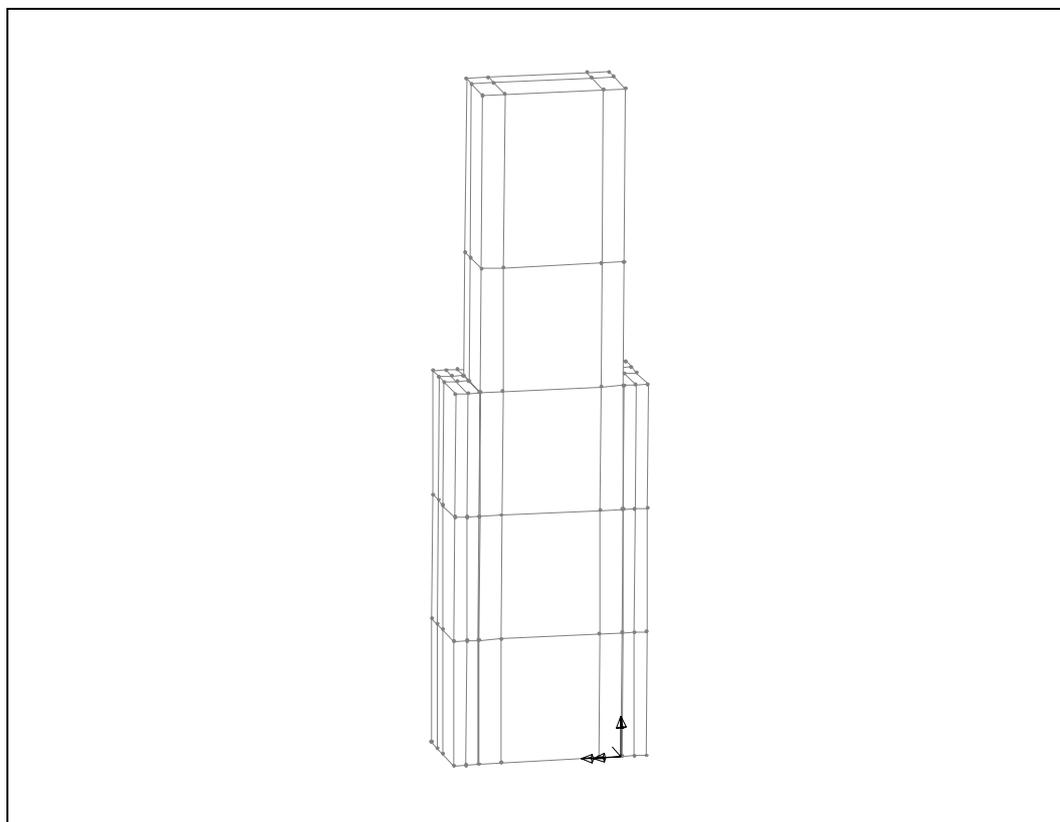
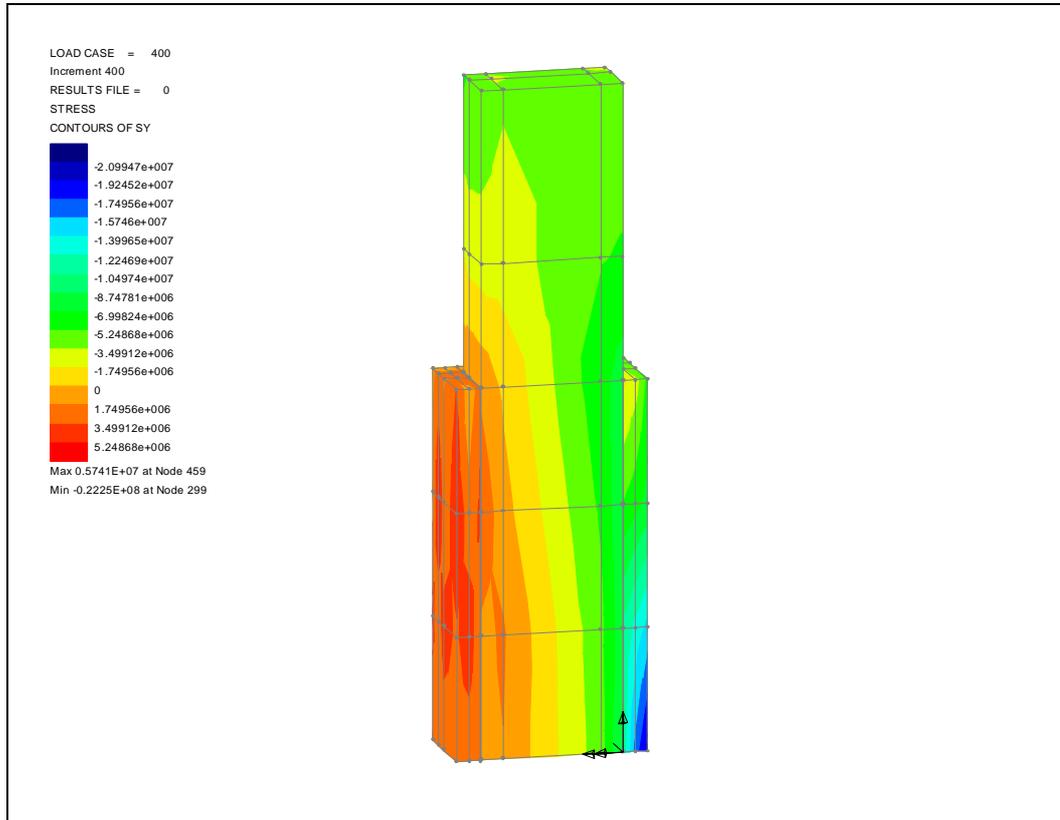
Modelo R_ST_70

INC = 200; V = 36,4 kN; M = 25,5 kNm.



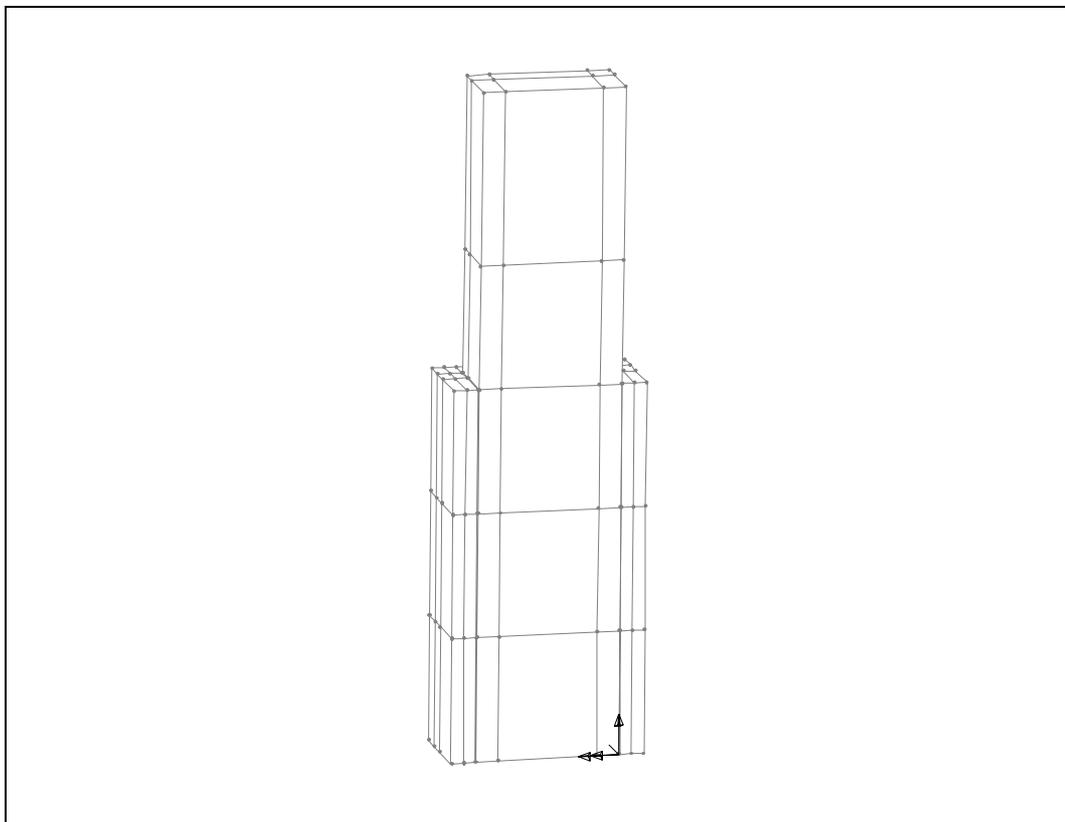
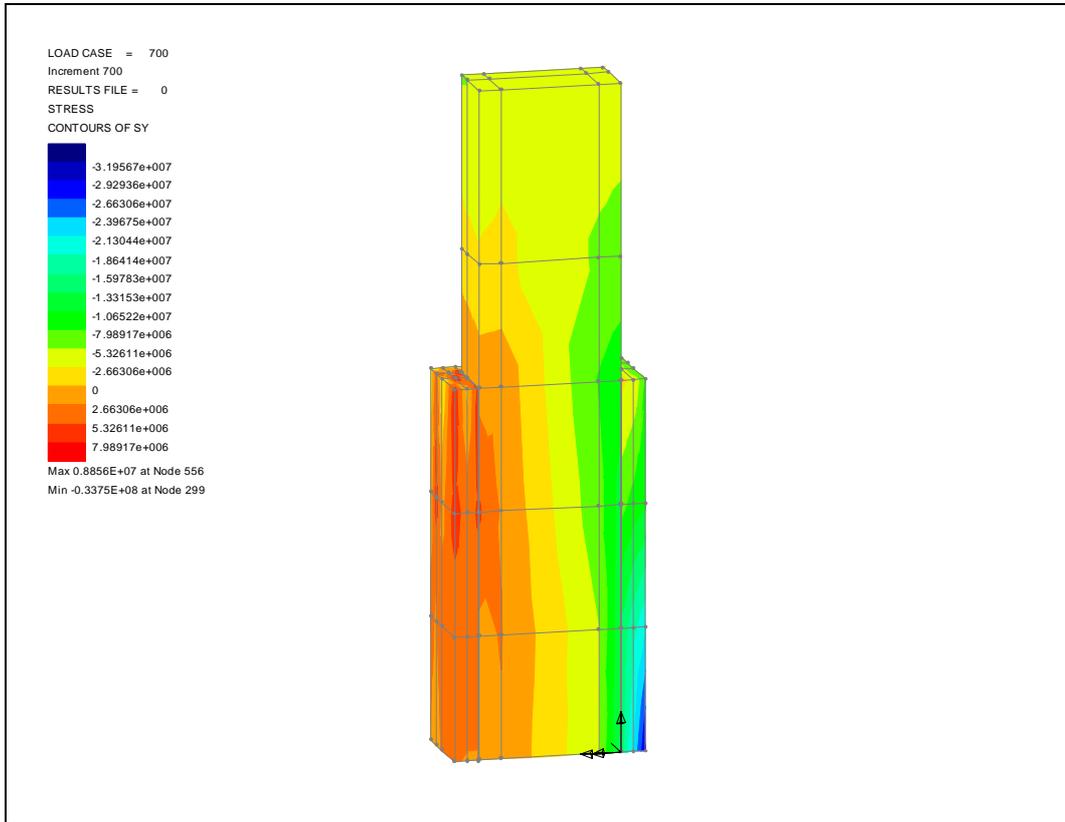
Modelo R_ST_70

INC = 400; V = 60,9 kN; M = 42,6 kNm.



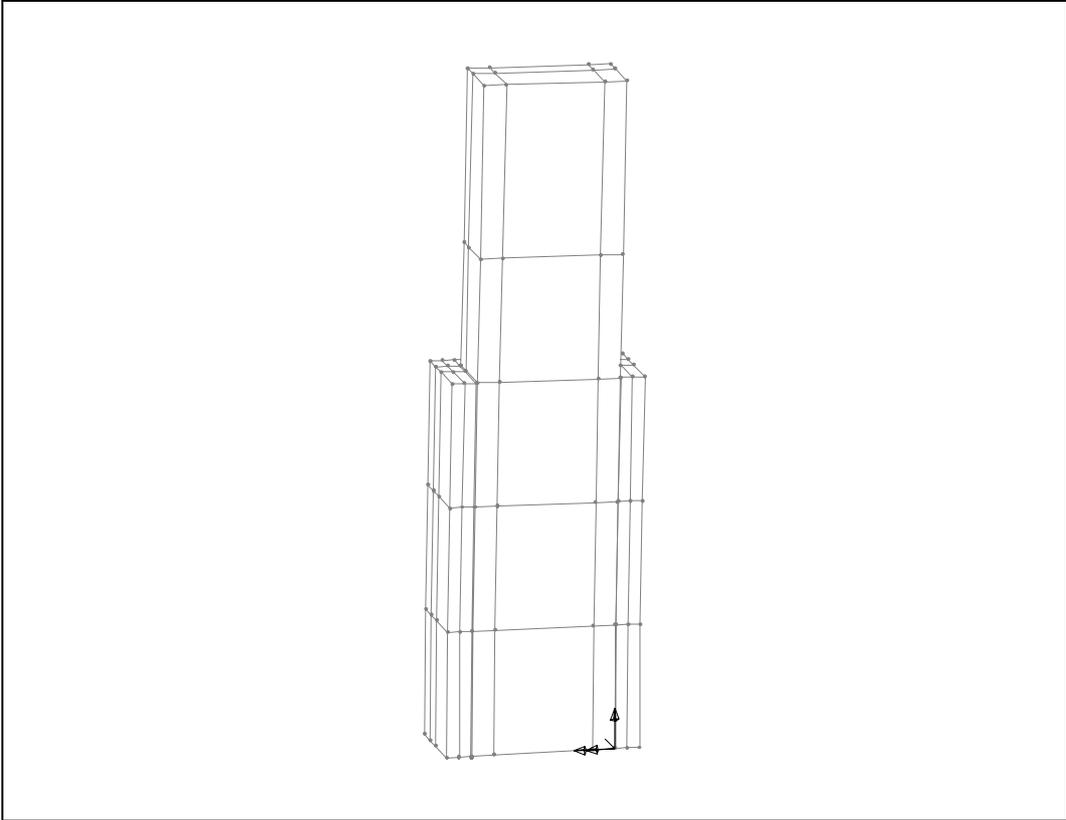
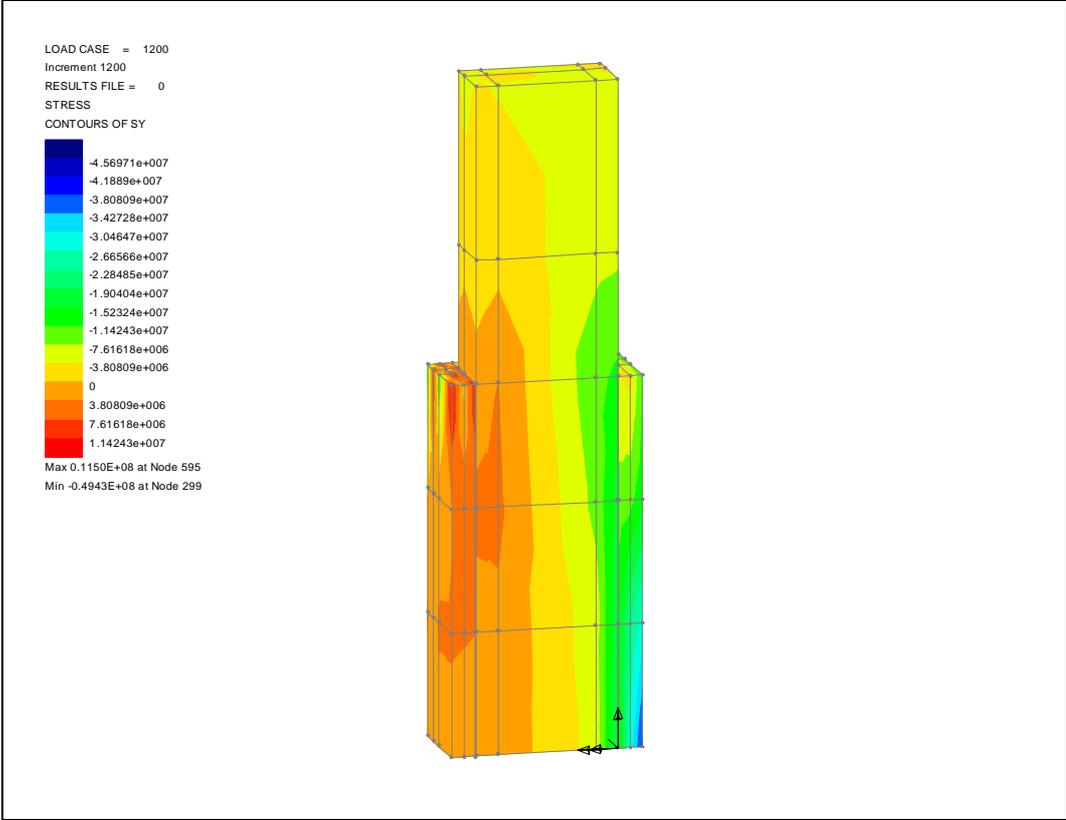
Modelo R_ST_70

INC = 700; V = 87,1 kN; M = 61,0 kNm.



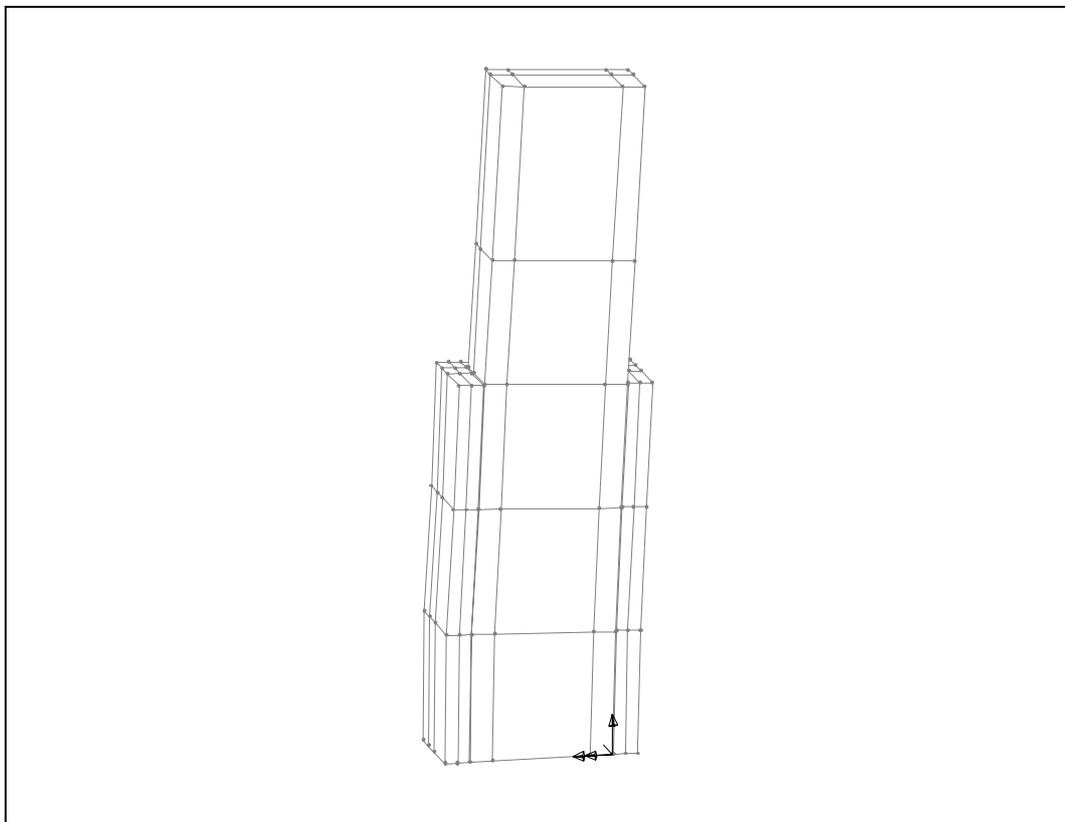
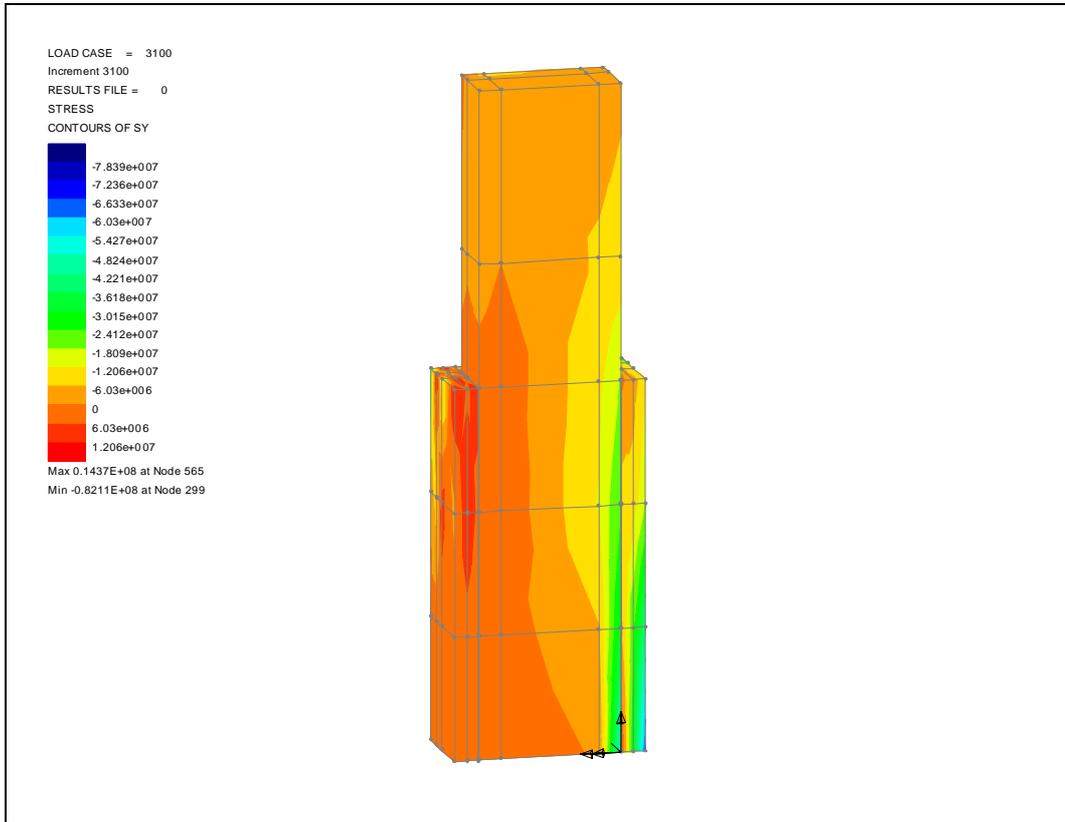
Modelo R_ST_70

INC = 1200; V = 115,7 kN; M = 81,0 kNm.



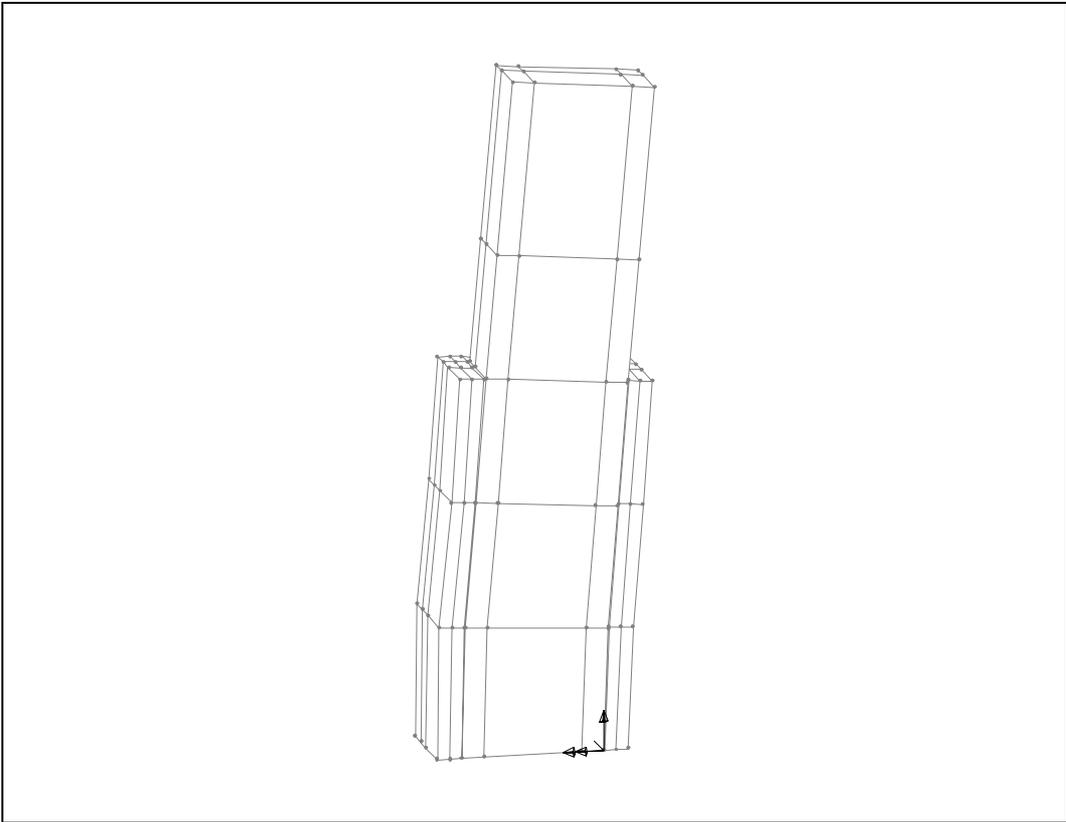
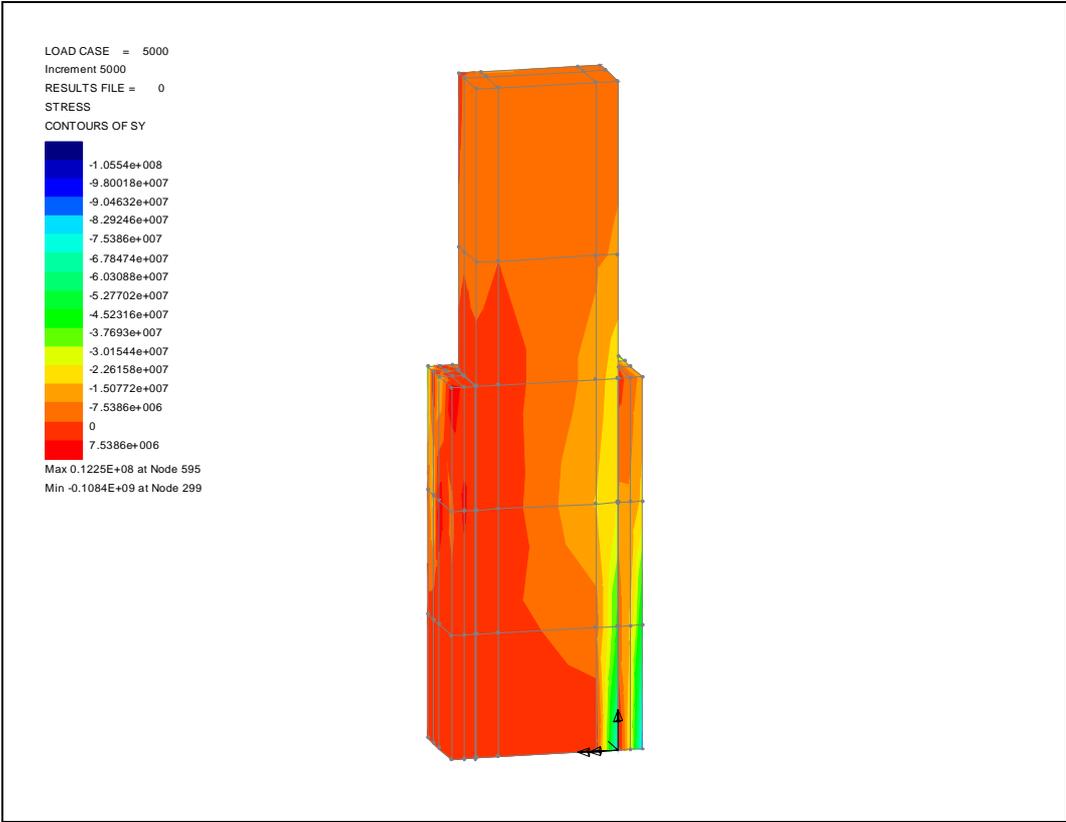
Modelo R_ST_70

INC = 3100; V = 143,1 kN; M = 100,1 kNm.



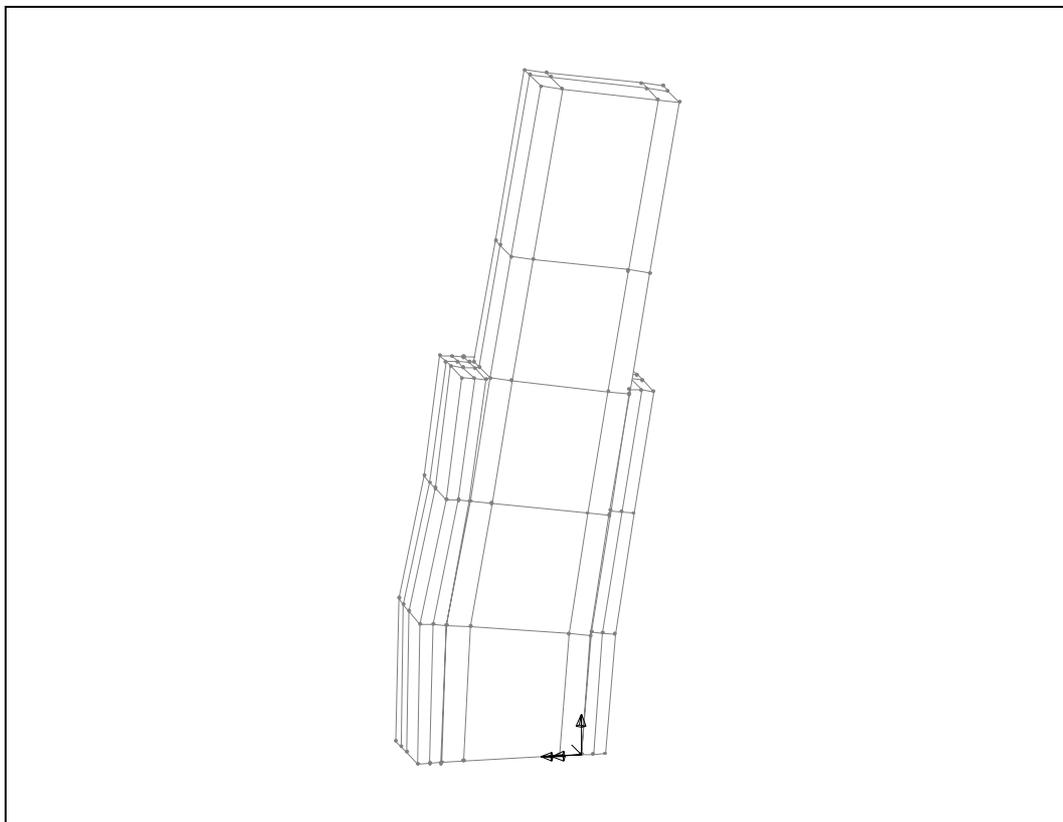
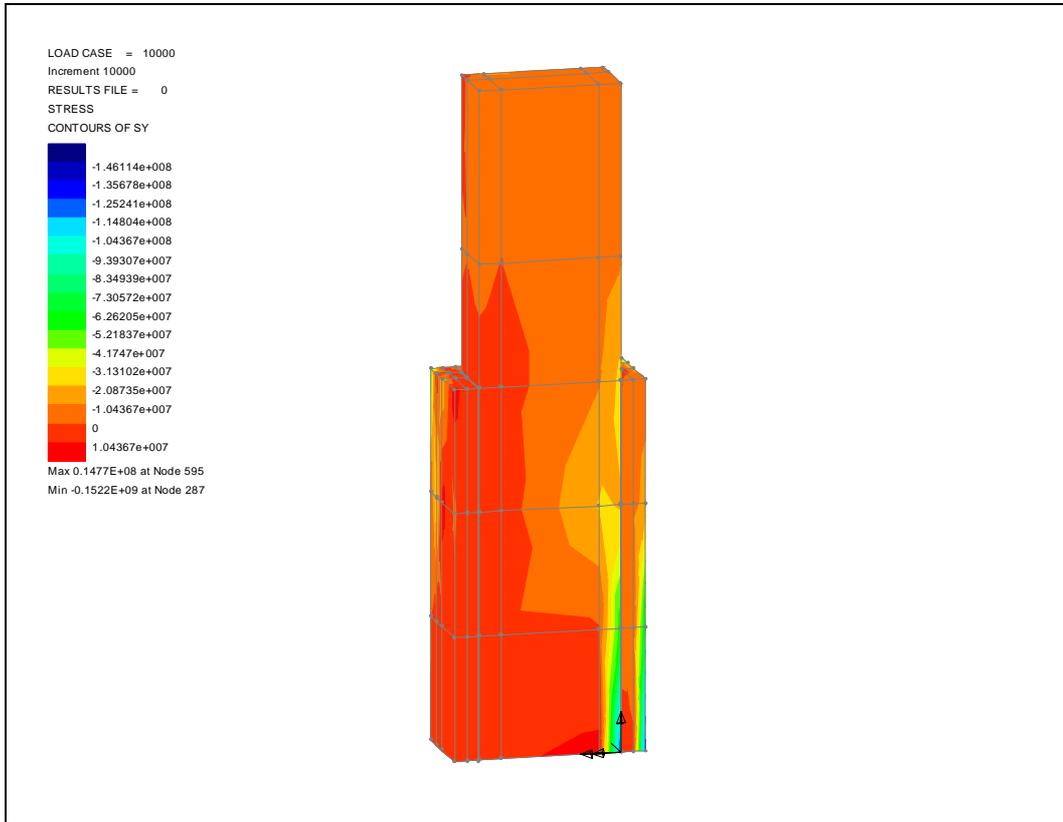
Modelo R_ST_70

INC = 5000; V = 148,0 kN; M = 103,6 kNm.



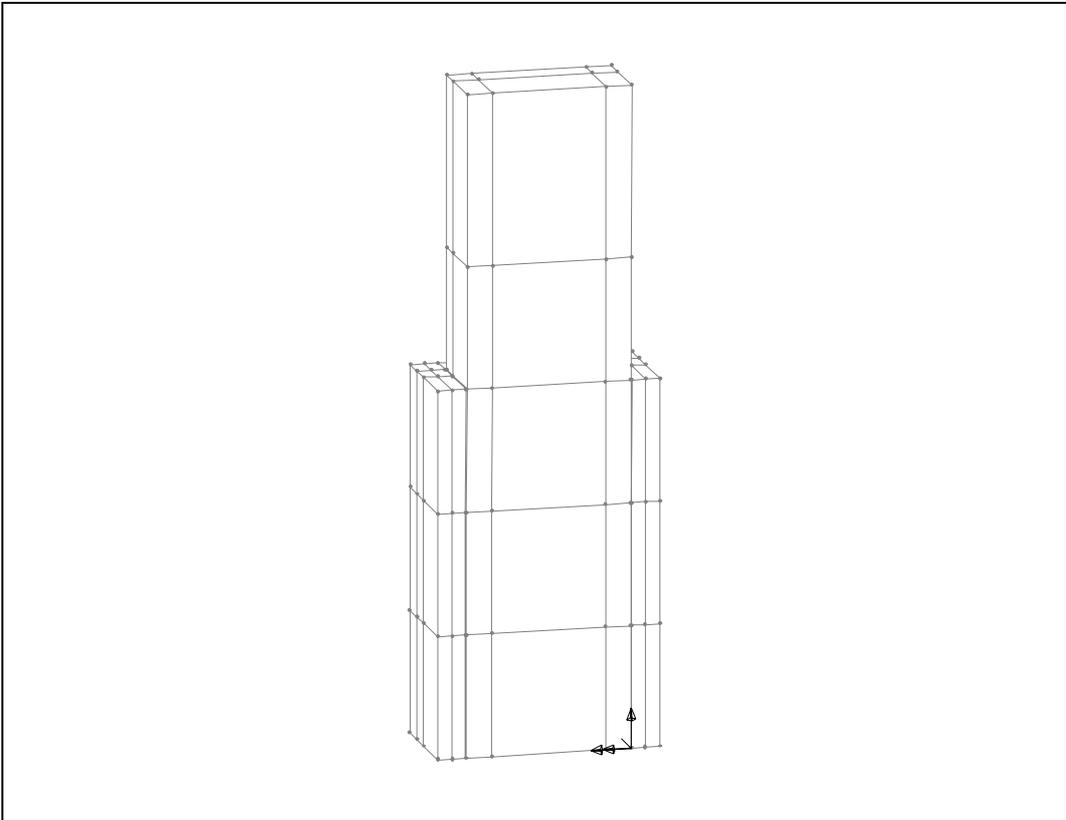
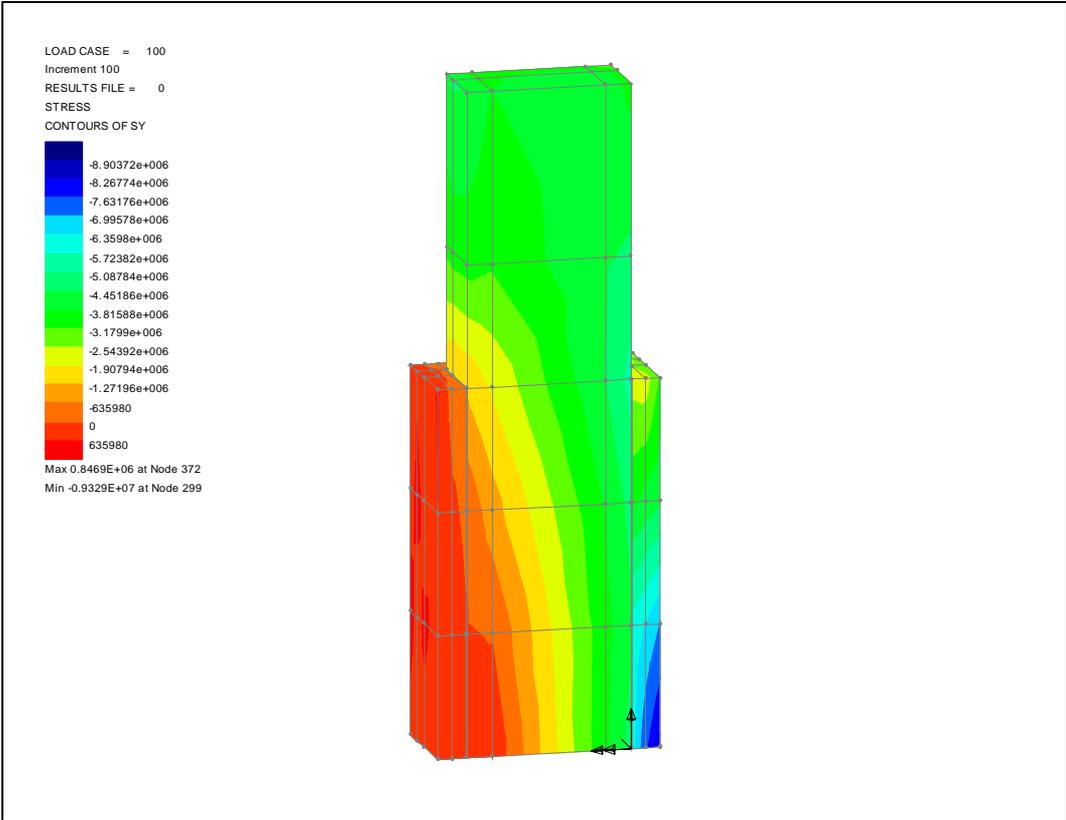
Modelo R_ST_70

INC = 10000; V = 153,4 kN; M = 107,9 kNm.



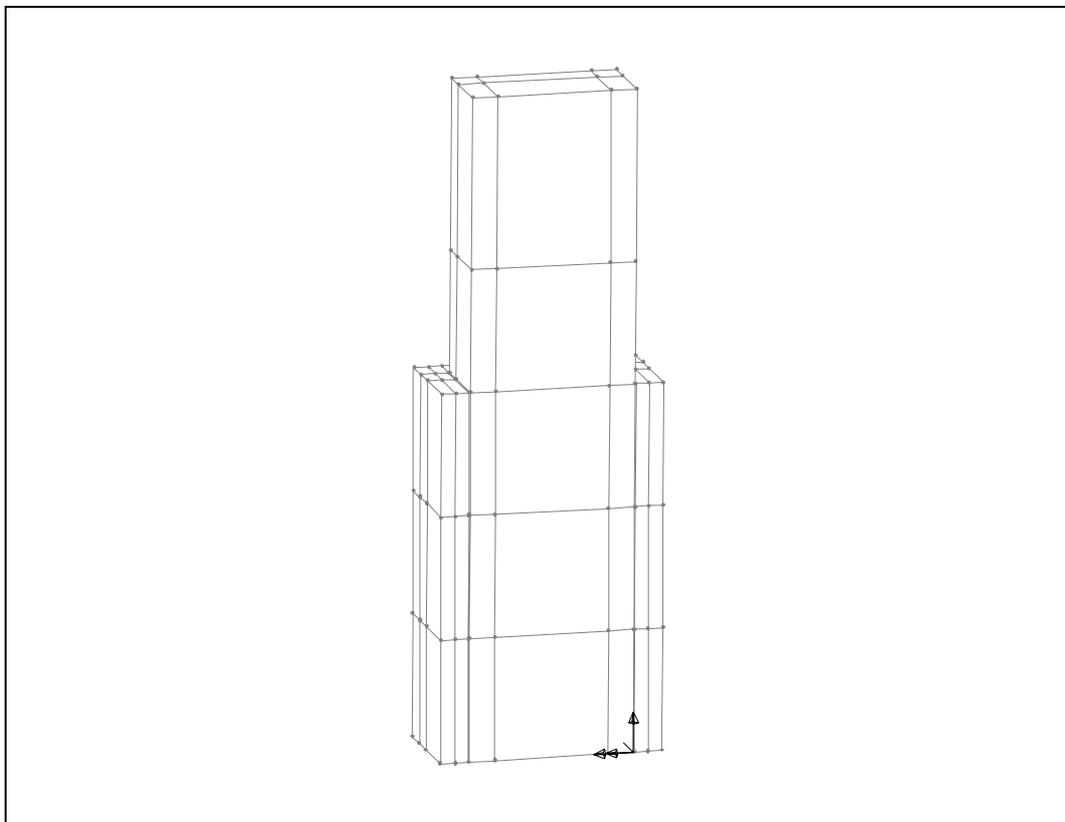
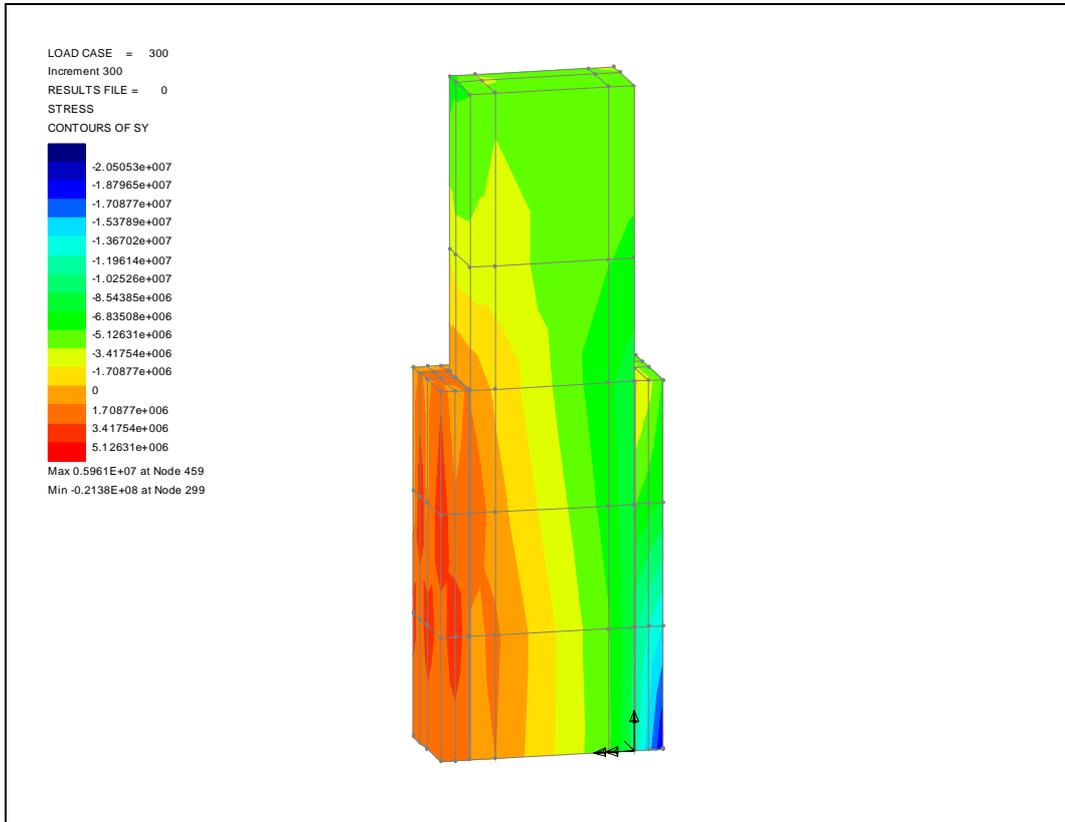
Modelo R_ST_60

INC = 100; V = 30,7 kN; M = 18,4 kNm.



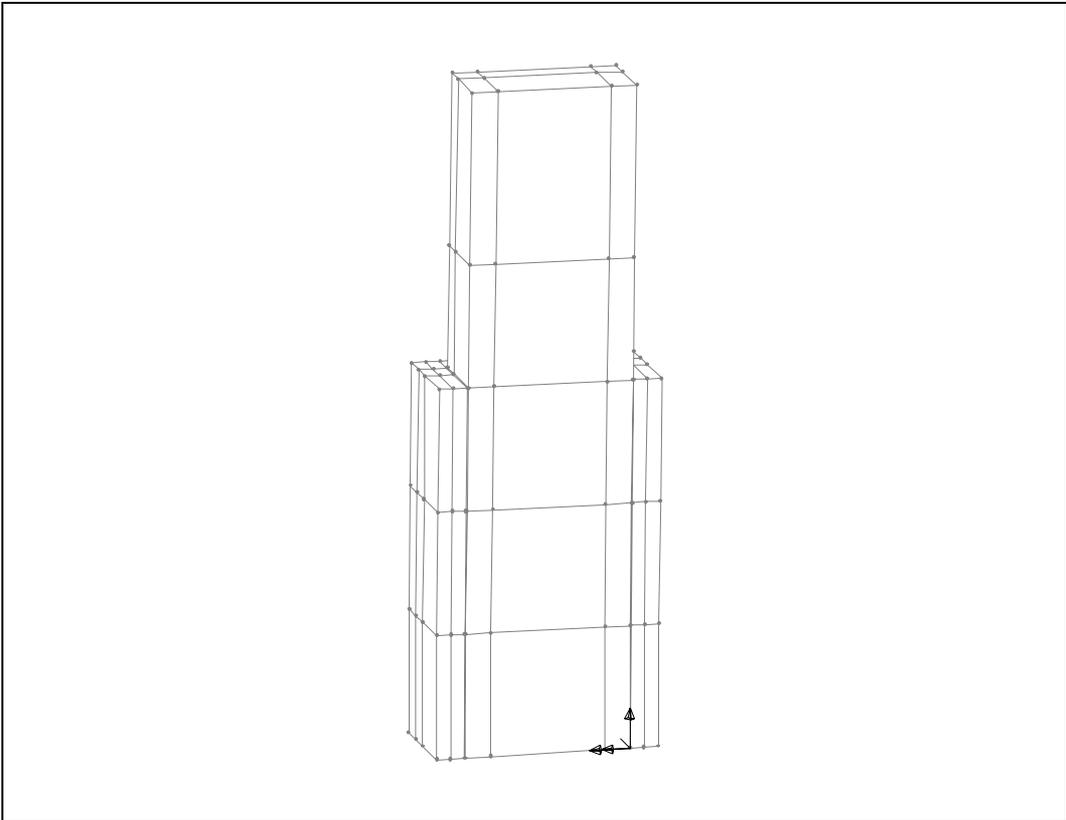
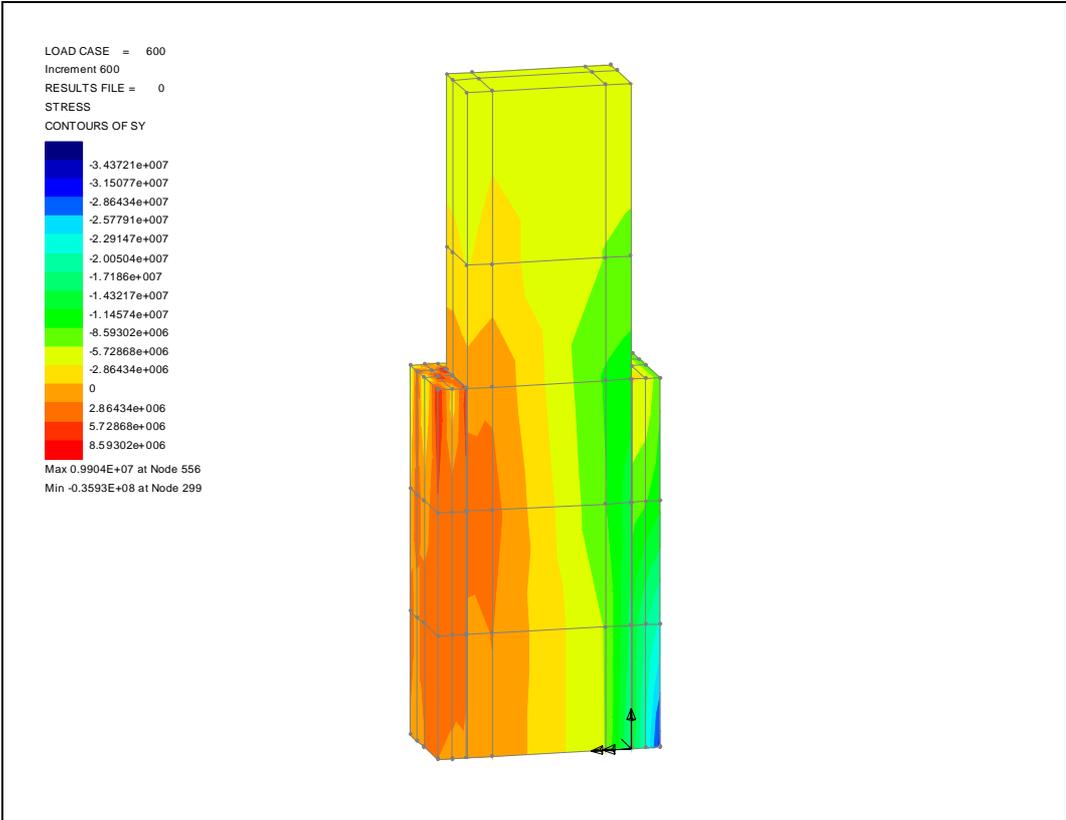
Modelo R_ST_60

INC = 300; V = 68,6 kN; M = 41,2 kNm.



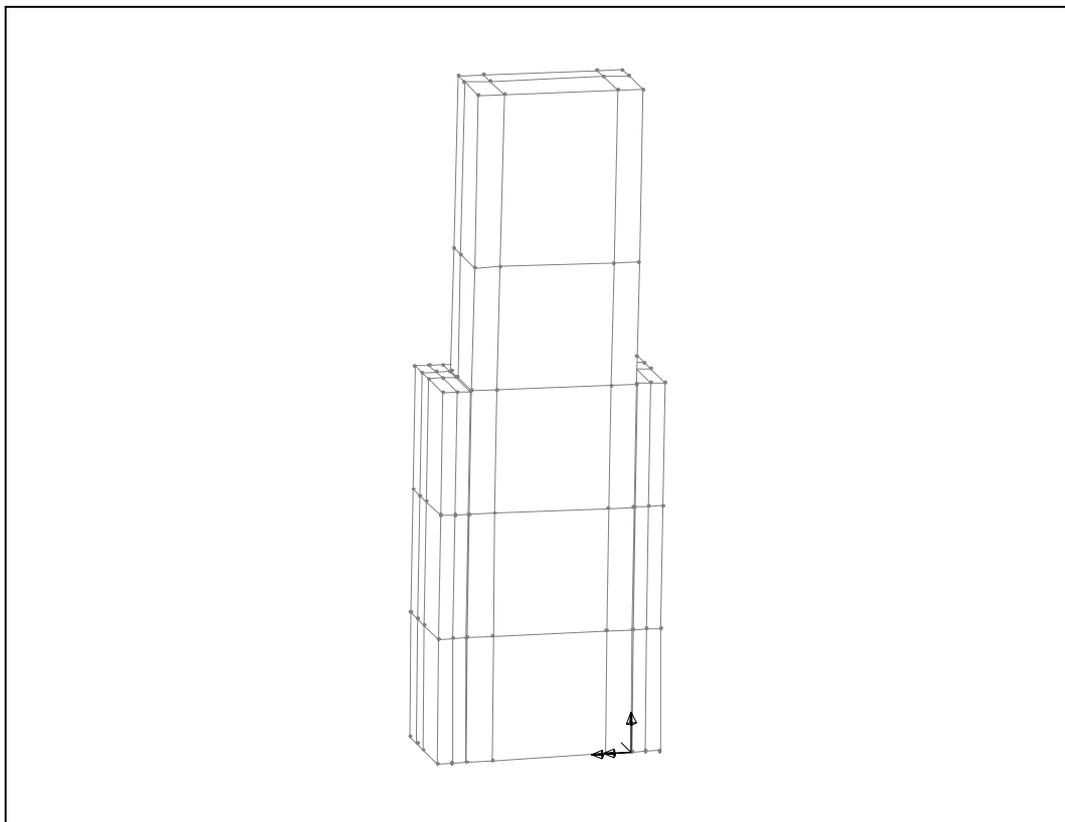
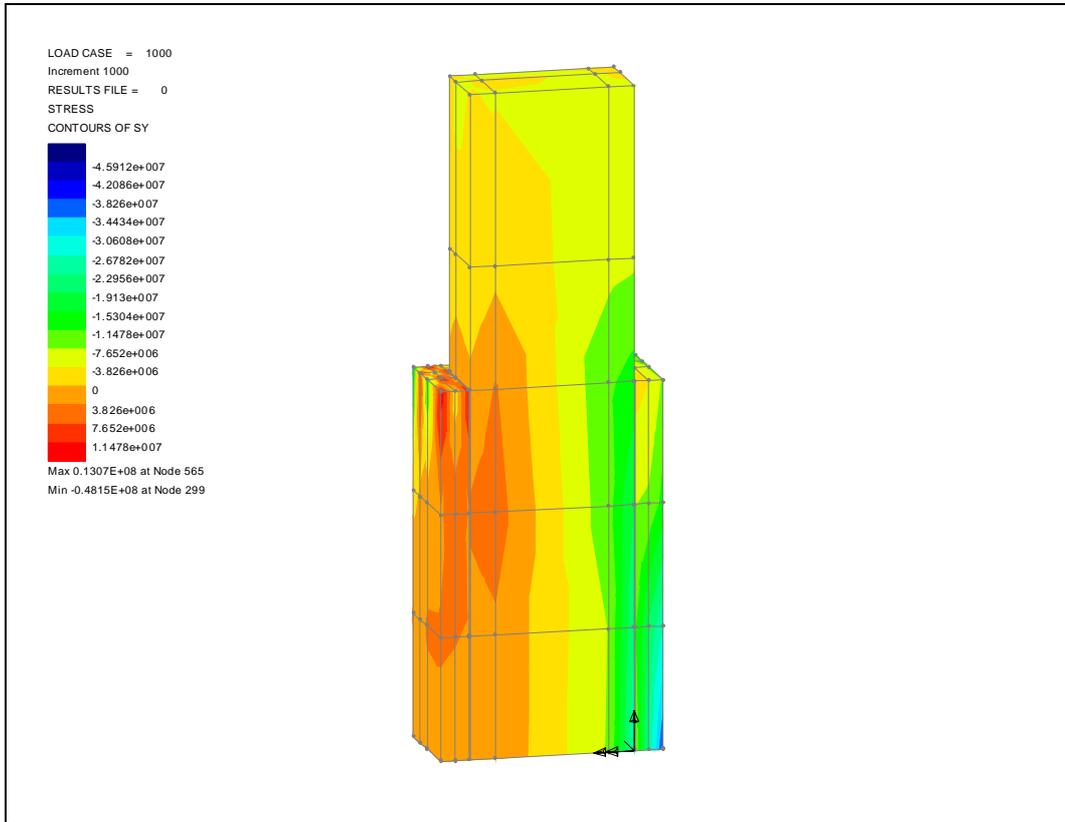
Modelo R_ST_60

INC = 600; V = 105,4 kN; M = 63,3 kNm.



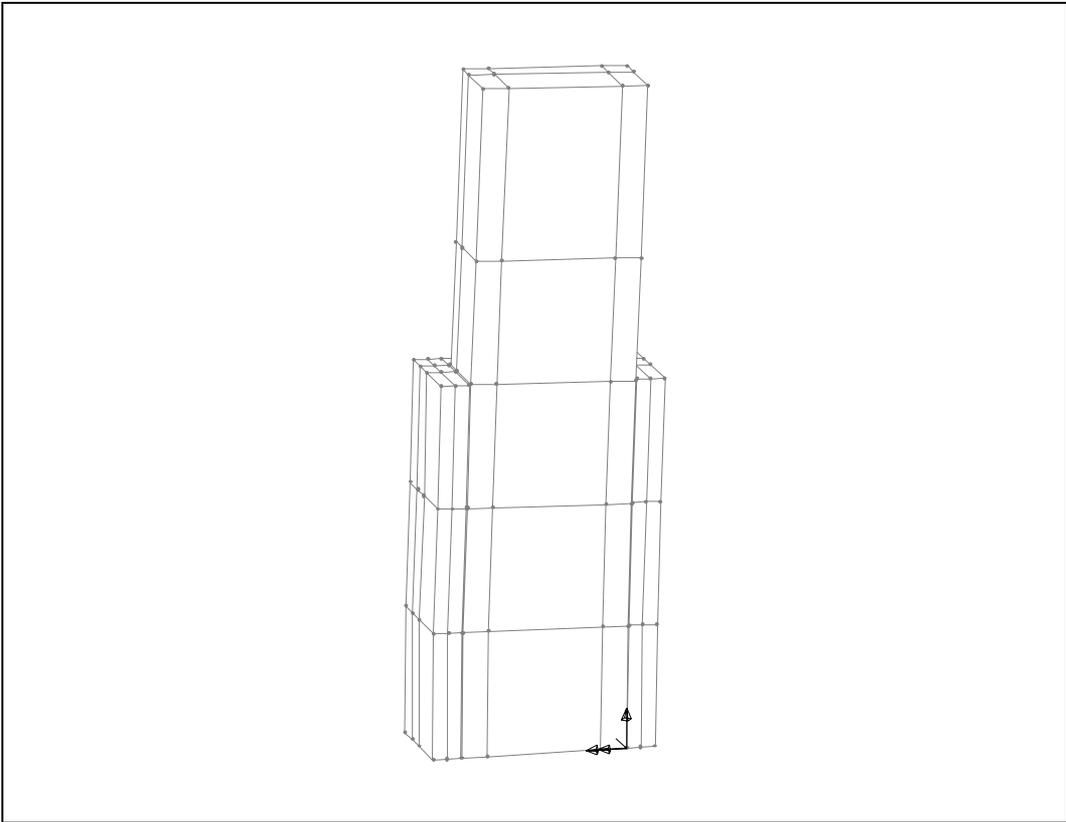
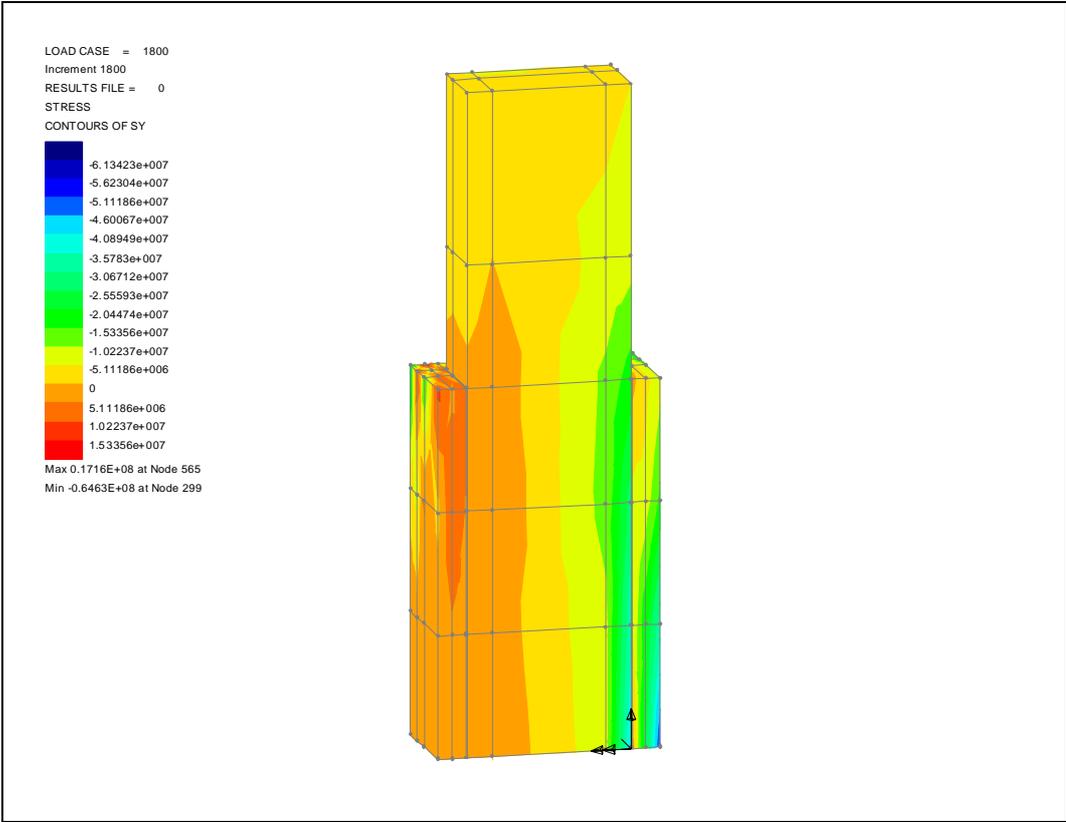
Modelo R_ST_60

INC = 1000; V = 134,1 kN; M = 80,5 kNm.



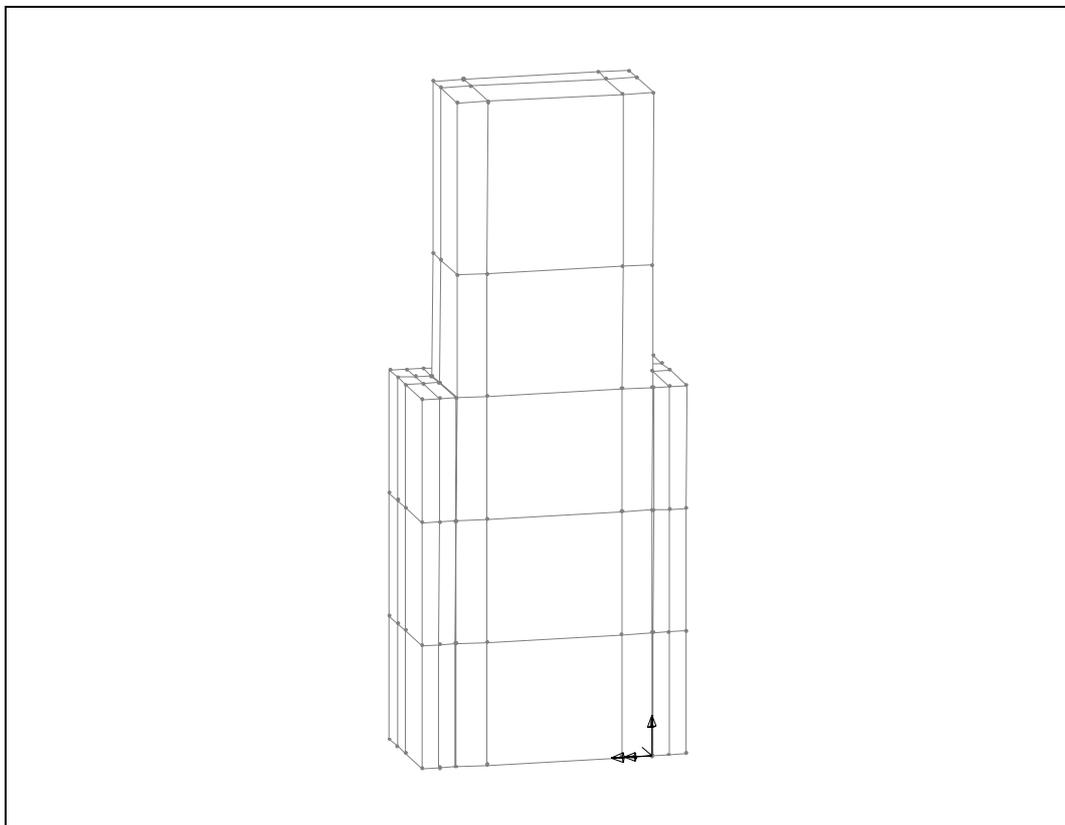
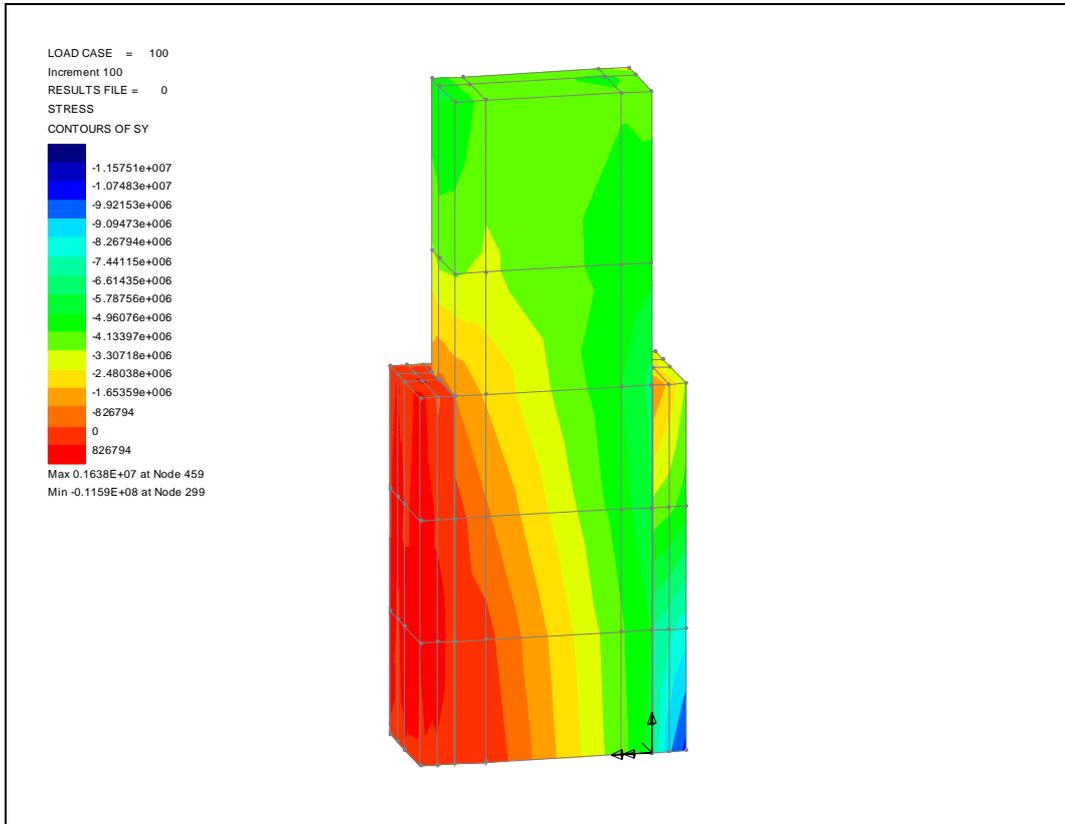
Modelo R_ST_60

INC = 1800; V = 158,7 kN; M = 95,2 kNm.



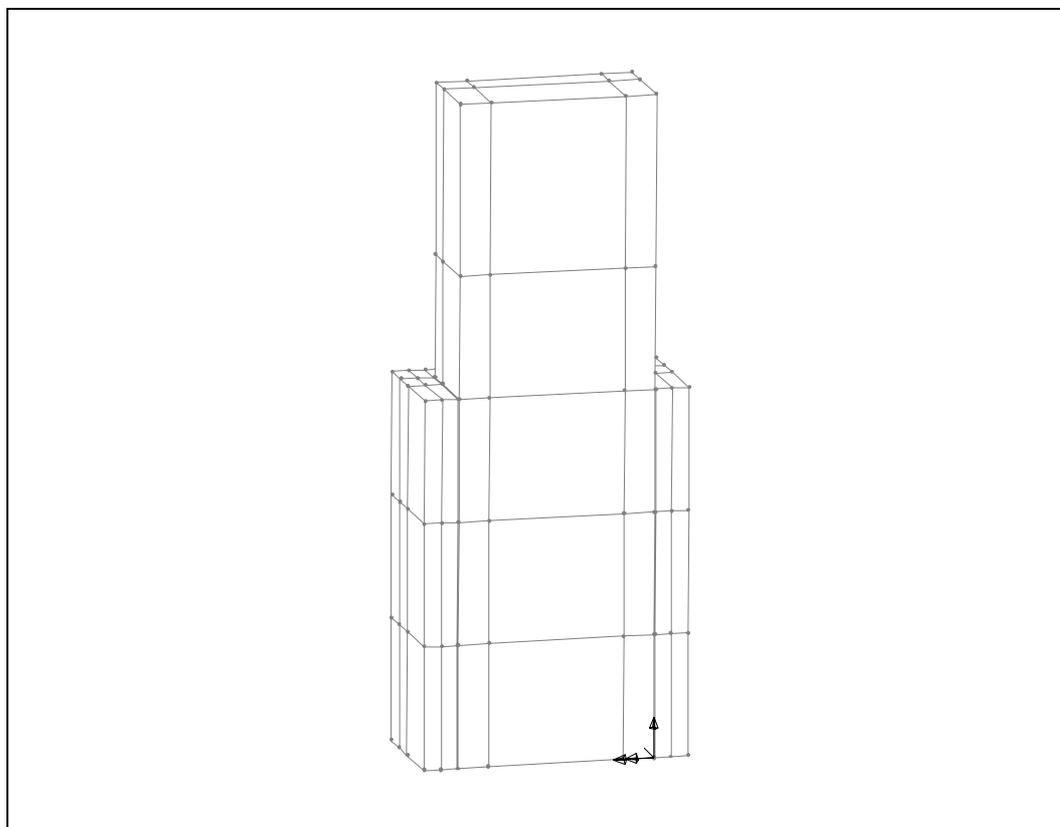
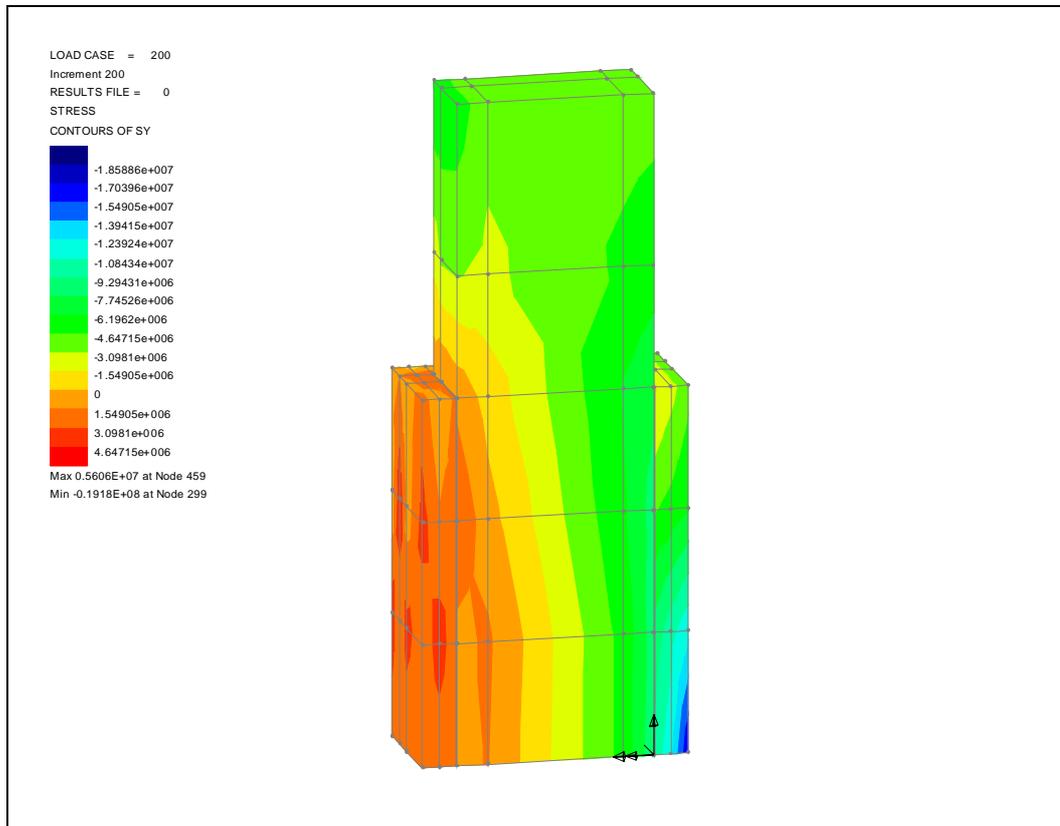
Modelo R_ST_50

INC = 100; V = 43,9 kN; M = 22,0 kNm.



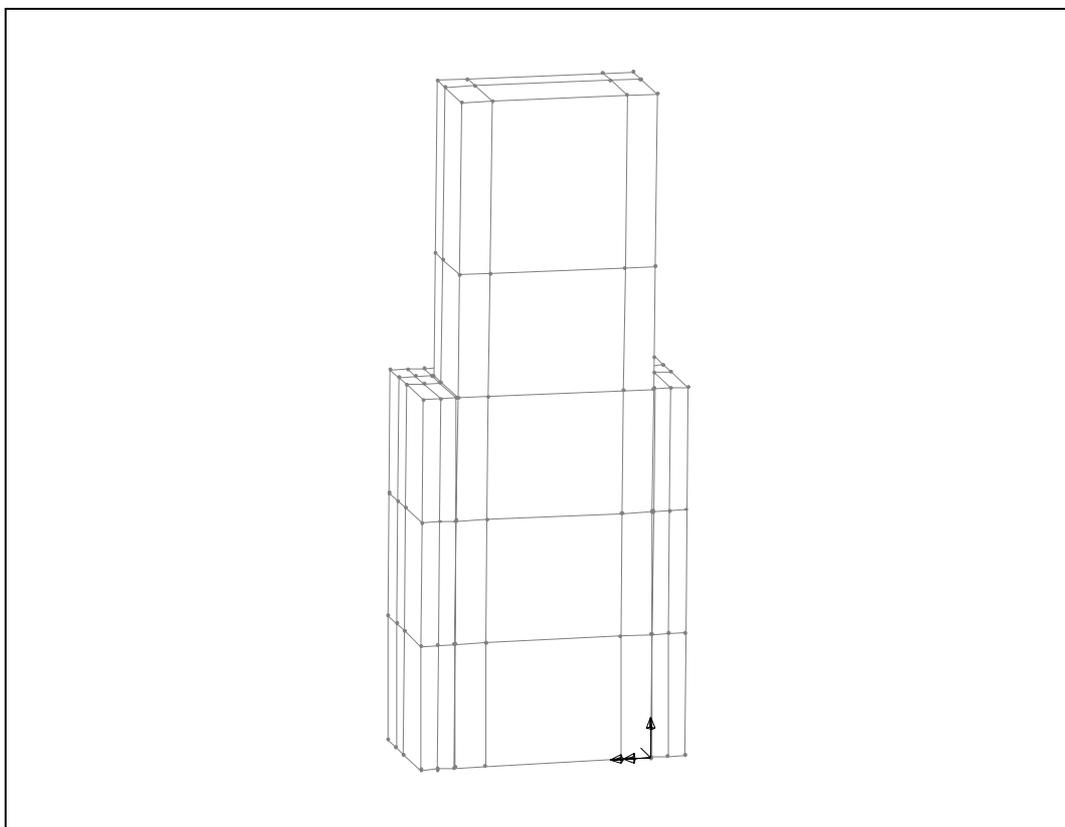
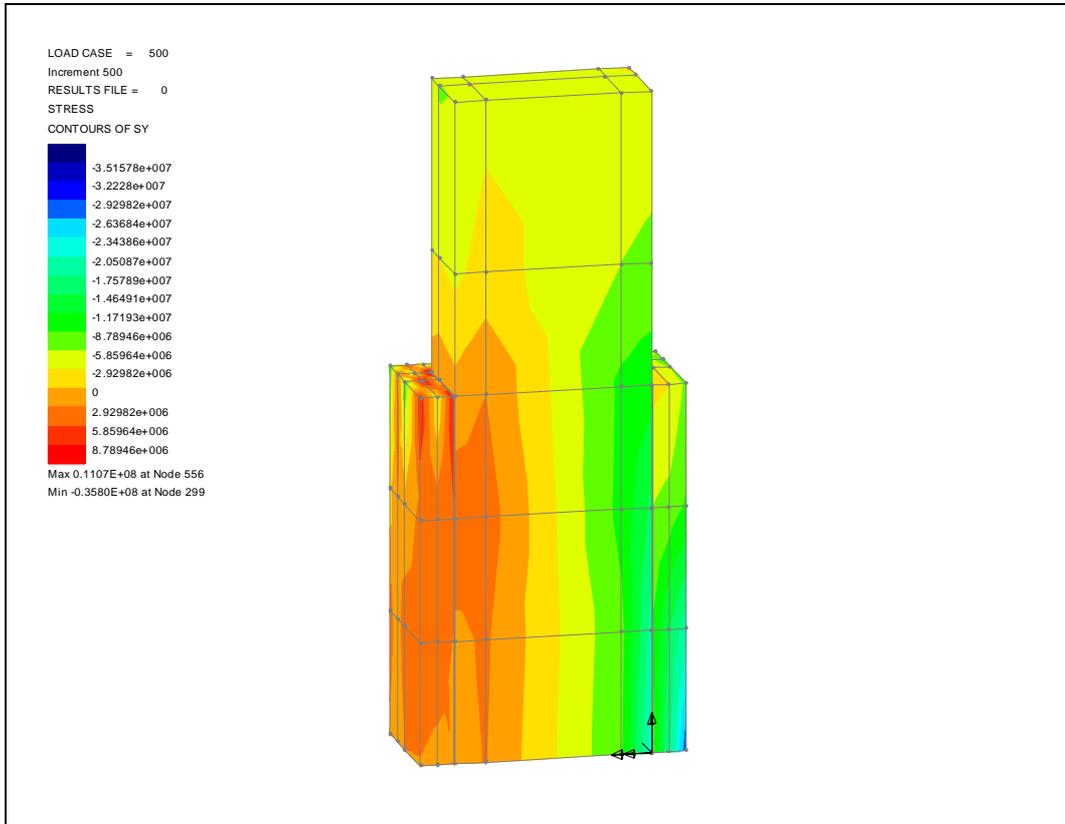
Modelo R_ST_50

INC = 200; V = 73,6 kN; M = 36,8 kNm.



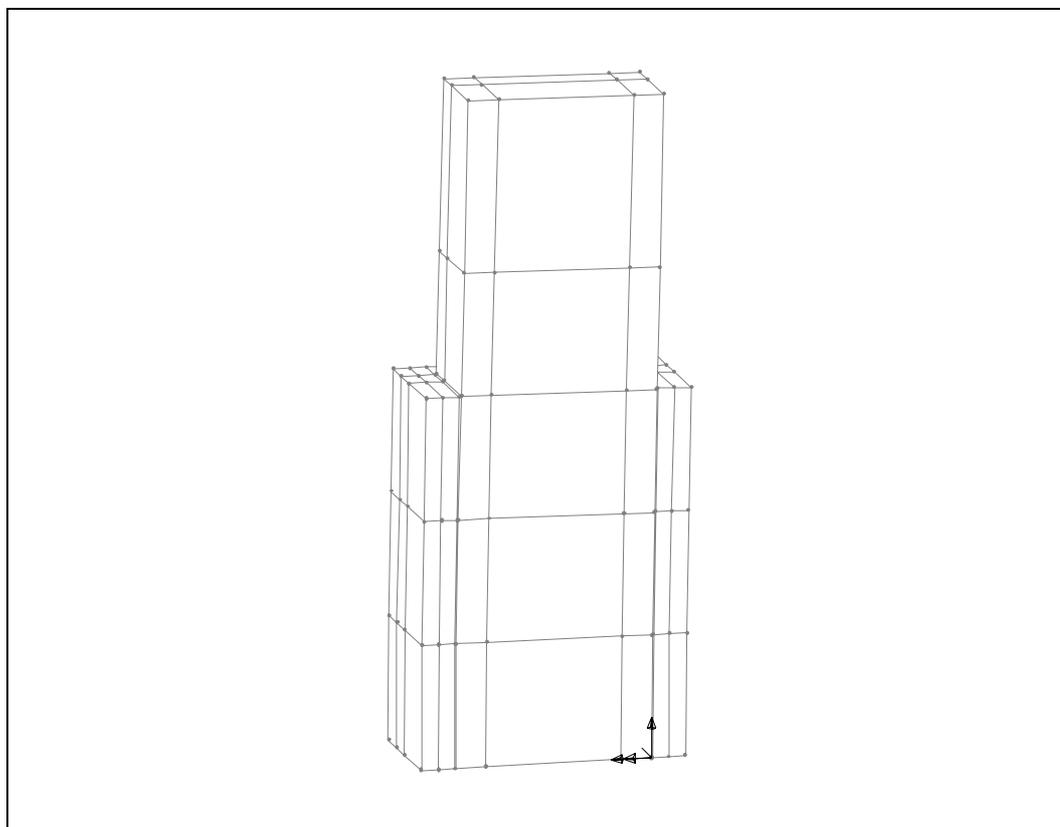
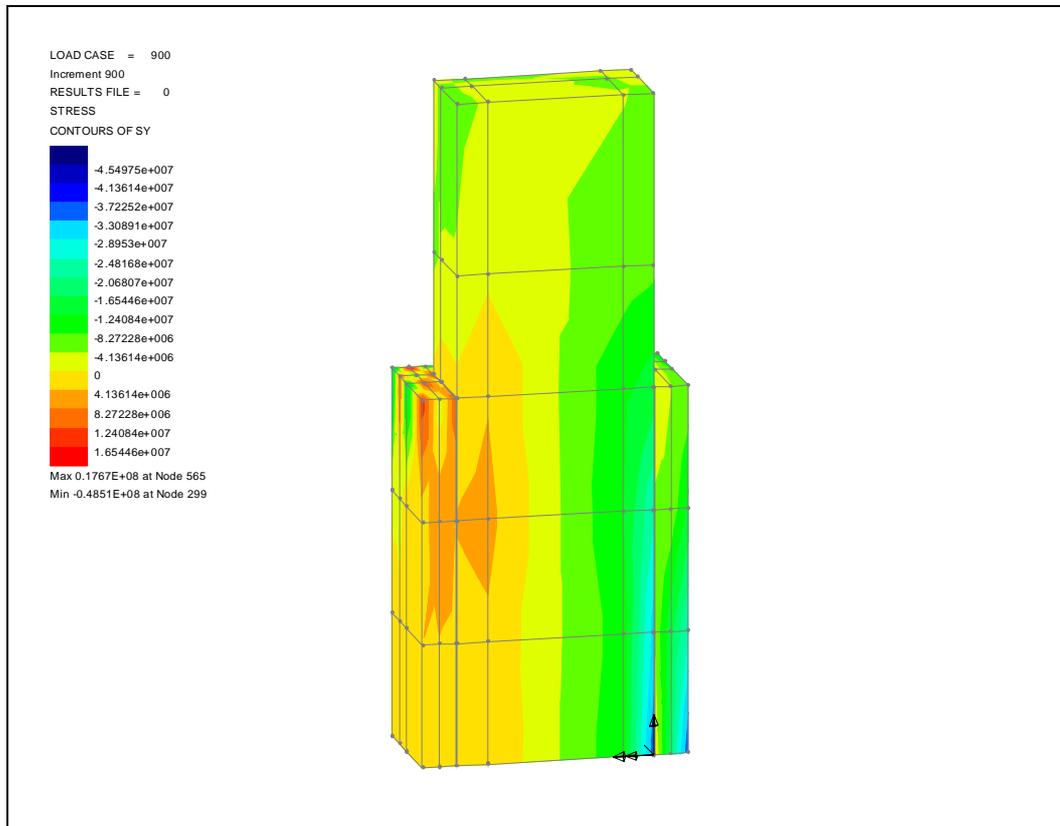
Modelo R_ST_50

INC = 500; V = 127,2 kN; M = 63,6 kNm.



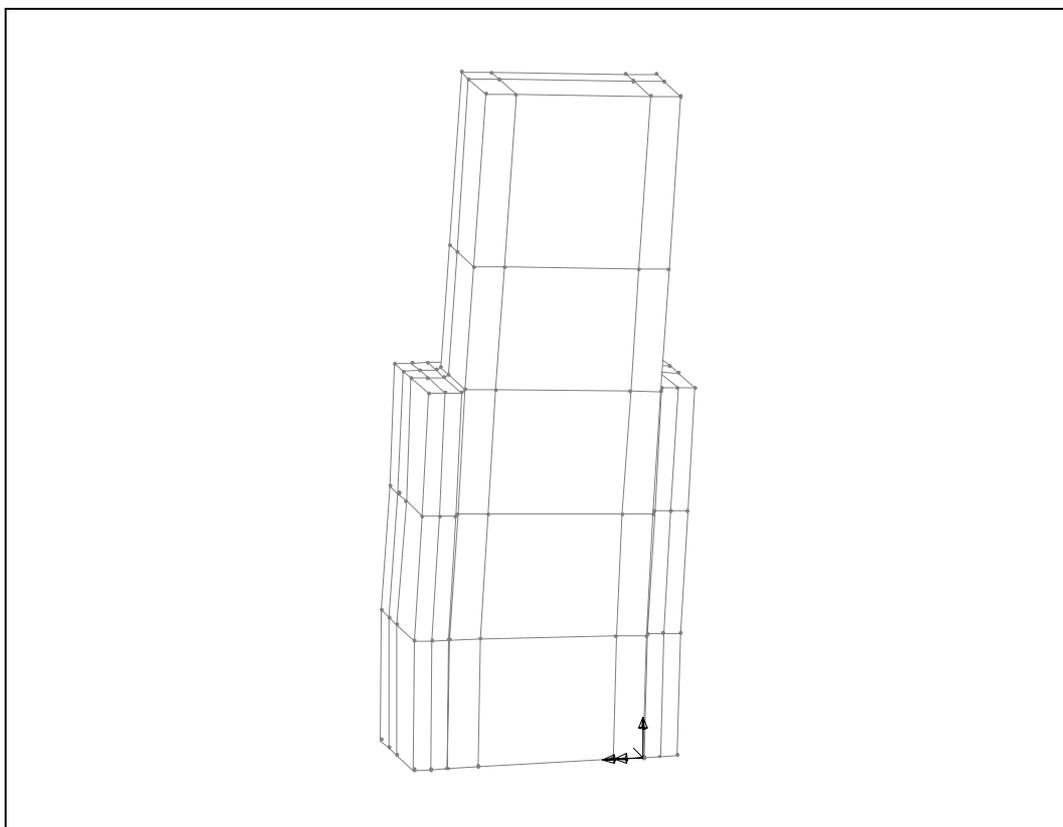
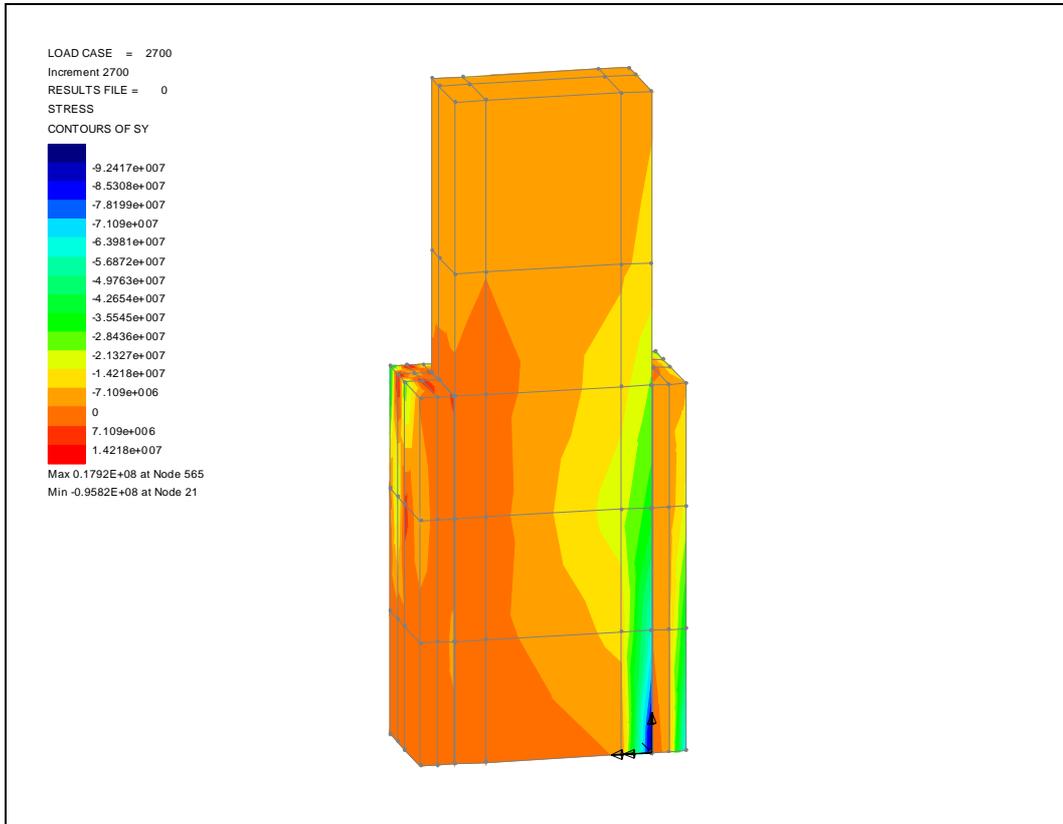
Modelo R_ST_50

INC = 900; V = 163,9 kN; M = 82,0 kNm.



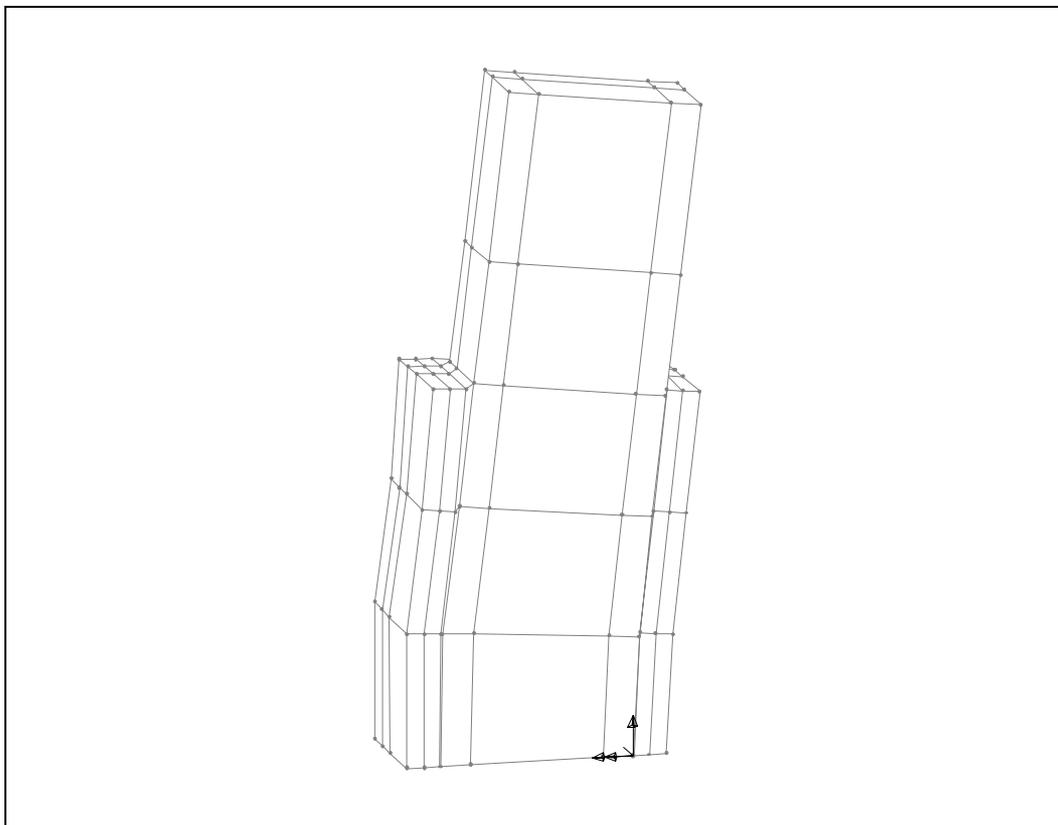
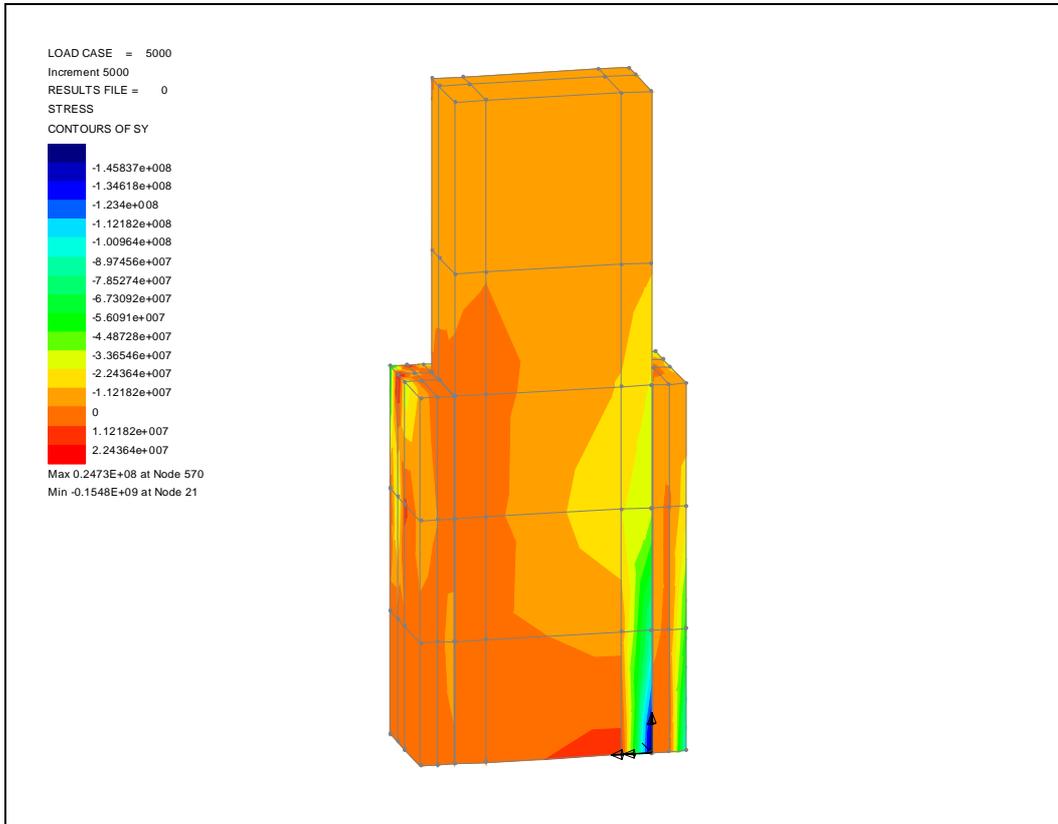
Modelo R_ST_50

INC = 2700; V = 200,0 kN; M = 100,0 kNm.



Modelo R_ST_50

INC = 5000; V = 205,7 kN; M = 102,9 kNm.



Modelo R_ST_50

INC = 10000; V = 207,4 kN; M = 103,7 kNm.

