



Tandu Maviluca João

Licenciado

Comportamento de painéis *sandwich* de betão armado sujeitos a ações de explosão

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas e Geotecnia

Orientador: Professor Doutor Válder José da Guia Lúcio, FCT/UNL
Co-orientador: Major Gabriel de Jesus Gomes, Exército Português

Júri:

Presidente: Professora Doutora Maria Teresa G. Santana, FCT/UNL
Arguente: Professor Doutor Corneliu Cismaşiu, FCT/UNL
Vogal: Professor Doutor Válder José da Guia Lúcio, FCT/UNL

“Copyright” Tandu Maviluca João, FCT/UNL e UNL

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

Agradecimentos

A realização da presente dissertação não seria possível sem o apoio de inúmeras pessoas e instituições, a quem não quero deixar de demonstrar o meu profundo reconhecimento e gratidão.

Assim, quero expressar, em especial, a minha gratidão ao meu orientador científico Prof. Válder Lúcio pela oportunidade, apoio, incentivo, disponibilidade, confiança e todo ensinamento prestado durante o desenvolvimento desta dissertação. Porém, por muito que queira salientar a sua capacidade técnica e científica são as suas qualidades humanas que têm de ser elogiadas.

Um agradecimento especial, ao meu coorientador científico, Major Gomes de Jesus, por todo o apoio, esclarecimento, incentivo e todo o conhecimento transmitido.

Agradeço, também, à Academia Militar por permitirem a realização da campanha experimental no campo militar de Santa Margarida e a todos os militares presentes durante a execução, em particular capitão Basto, e os Sargentos-Ajudantes João Branco e Paulo Soares e também ao David Nabais, pois sem a sua contribuição e conhecimentos não teria sido possível a realização dos ensaios experimentais.

Ao meu amigo, Prof. Rui Bebiano por toda amizade e conhecimento transmitido e por me fazer gostar de análise estrutural.

A todos os professores e funcionários do DEC da FCT, em especial à Prof. Ildi Cismaşiu, Prof. Corneliu Cismaşiu e Prof. Rui Marreiros por toda a explicação e conhecimento partilhado. Agradeço também ao Prof. Filipe Santos, Prof. Eduardo Cavaco e o Prof. Eduardo Júlio por todo conhecimento partilhado durante a execução da campanha experimental.

Agradeço, também, ao Mestre Hugo Rebelo por todo apoio e esclarecimento sobre o programa de cálculo ELS e também por me ajudar a construir uma compreensão mais alargada sobre programação.

Agradeço ao Eng. Francisco Fagulho da CSI Portugal por todo auxílio, disponibilidade e explicação prestada sobre a modelação numérica dos painéis.

Agradeço ao LNEC, na pessoa da Eng. Ana Sofia Louro e do Eng. Paulo Marques pela possibilidade de realizar os ensaios dos varões de aço.

Agradeço à empresa Concremat , ao Eng. Romeu Reguengo e Eng. Ana Sofia pela execução dos painéis e também pela possibilidade da realização dos ensaios dos cubos de betão.

Ao Eng Vitor Silva pela colaboração nos ensaios laboratoriais (laboratório do DEC) do aglomerado negro da cortiça.

Um agradecimento especial à DGES, SAS pela bolsa de estudo fornecido durante estes anos, pois sem esta ajuda seria muito difícil alcançar este objetivo.

Não quero deixar também de expressar a minha gratidão à Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, a todos os docentes, funcionários e colegas, por tudo.

Um agradecimento muito especial aos meus pais pelos conselhos, carinho, reprimendas, beijos e apoio. Agradeço por serem um exemplo para mim. Muito obrigado por tudo. Agradeço também a todos os meus irmãos, cunhado, ao Délcio Macaia e à minha linda sobrinha de um ano, Miriam, por todo incentivo e apoio incondicional que foram transmitidos ao longo destes anos.

Agradeço a todos os meus amigos e colegas, não citarei nomes para não ser injusto e também porque a lista é enorme. Mas todos foram importantes. Agradeço por todo apoio, esclarecimentos, aprendizagem e troca de conhecimentos.

Um agradecimento franco e muito sentido à minha namorada, Inês, por todo apoio incondicional, incentivo e paciência. Obrigado por tudo.

Por último, agradeço a Deus por tudo, por me iluminar e me dar tranquilidade e força para seguir em frente com os meus objetivos e não desanimar com as dificuldades.

O meu muito obrigado a todos.

Resumo

Depois das tragédias ocorridas em Nova Iorque (2001), Bali (2002), Madrid (2004), Londres (2005), Nigéria (2015), Istambul (2015), Paris (2015), Nigéria (2016) e Bruxelas (2016) tem surgido uma grande preocupação a nível mundial no combate a ataques terroristas, os quais, na maioria das vezes originam explosões que têm provocado a perda de inúmeras vidas humanas, e também, colapso e danos nas estruturas. Deste modo, surge a necessidade de aumentar a resistência estrutural contra as ações de explosão, com o objetivo de minimizar os danos e o colapso de estruturas recentes e também de estruturas já existentes que não foram projetadas para resistir a este efeito. É extremamente importante dotar as estruturas de uma elevada capacidade de deformação plástica para garantir uma adequada resposta estrutural aos efeitos de uma explosão.

Por estas razões, é apresentada nesta tese uma solução que pretende contribuir para o aumento da resistência das estruturas e para a mitigação dos danos nestas, quando sujeitas a ações de explosão. O estudo proposto, pretende avaliar experimentalmente sistemas de painéis *sandwich* pré-fabricados de betão armado do tipo dos usados no revestimento de fachadas de edifícios. Para o efeito foram ensaiados 4 painéis de betão armado sob o efeito de uma explosão aérea perfeita.

Salienta-se, que é complexo estudar o comportamento das estruturas quando são sujeitas aos efeitos de explosivos, devido à sua capacidade destrutiva e curta duração. Deste modo, é necessário compreender plenamente a resposta estrutural através dos ensaios experimentais e modelos numéricos e analíticos. Por este motivo, foi também elaborado uma modelação numérica dos modelos experimentais, com recurso ao programa de cálculo automático de elementos finitos SAP2000 através de uma análise não linear com elementos do tipo *Shell*.

Palavras chave:

Efeitos de Explosão, Painéis *sandwich*, Cortiça, Análise dinâmica não-linear, Método dos elementos finitos.

Abstract

After the tragedies in New York (2001), Bali (2002), Madrid (2004), London (2005), Nigeria (2015), Istanbul (2015), Paris (2015), Nigeria (2016) and Brussels (2016) an increasing worldwide concern in fighting terrorist attacks has emerged as most of them originate explosions that have caused the loss of many lives and collapse and damage of structures. Thus, there is a need to increase structural strength against blast, with the aim of minimizing the damage and collapse of recent structures as well as structures that were not designed to withstand this purpose. It is extremely important to provide structures with high plastic deformation capacity to ensure proper structural response to the explosion effects.

For these reasons, a solution which aims to contribute to increase the strength and reduce structures damage when subjected to blast action is presented in this thesis. The proposed study intends to evaluate experimentally, under airburst effects, prefabricated reinforced concrete sandwich panels of which two are with black cork agglomerate and the other of PVC films between concrete plates.

The behavior of the structures when subjected to explosive effects is complex, due to its destructive capacity and very short duration. So, it is important to fully understand the structural response through experimental testing, numerical and analytical models. For this reason, a numerical modeling of the experimental models was also formulated, using the finite elements computer program, SAP2000, through a nonlinear analysis with Shell type elements.

Keywords:

Explosion effects, Sandwich panels, Cork, Nonlinear dynamic analyze, Finite Elements Method.

Índice de Matérias

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Figuras	xi
Índice de Tabelas	xv
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xvii
1 Introdução	1
1.1 Motivação e enquadramento do tema	1
1.2 Objetivos	6
1.3 Organização da dissertação	7
2 Estado da Arte	9
2.1 Introdução	9
2.2 Trabalhos de Investigação	9
2.2.1 Elementos de betão armado e estudos numéricos	10
2.3 A cortiça	17
2.3.1 Características mecânicas	18
2.3.2 Aglomerado negro de cortiça	20
2.3.3 Painéis <i>sandwich</i>	21
2.4 Ação de Explosão	22
2.4.1 Introdução	22
2.4.2 Fundamentos da dinâmica de explosões	22
2.5 Resposta das Estruturas a cargas dinâmicas	33
2.5.1 Regimes de Resposta	33
2.5.2 Propriedade dos materiais	34
3 Ensaios dos mat. e campanha exp. dos painéis	41
3.1 Introdução	41
3.2 Definição e geometria dos modelos experimentais	42
3.2.1 Descrição dos painéis	42

3.2.2	Propriedade mecânica dos materiais	45
3.3	Cargas de Explosão	50
3.4	Metodologia dos Ensaios	55
3.4.1	Descrição do sistema de ensaio	55
3.4.2	Sistema de Monitorização	56
3.5	Apresentação dos Resultados	60
3.6	Interpretações dos resultados	69
4	Métodos de Análise	73
4.1	Introdução	73
4.2	Sistemas de um grau de liberdade	74
4.3	Propriedades dinâmicas dos materiais	76
4.4	Método Energético	77
4.5	Modelação numérica com Sap2000	82
4.5.1	Considerações iniciais	82
4.5.2	Análise não linear	82
4.5.3	Modelação Numérica	88
4.5.4	Apresentação e discussão dos resultados	92
5	Conclusões e desenvolvimentos futuros	107
5.1	Conclusões	107
5.2	Desenvolvimentos futuros	108
	Bibliografia	111

Índice de Figuras

1.1	Destruição do parque de estacionamento do World Trade Centre, EUA	2
1.2	Edifício Federal P. Murrah, EUA	3
1.3	Danos causados pela explosão em London Docklands e Manchester	4
1.4	Torres Khobar, Arábia Saudita	5
1.5	Aeroporto de Madrid	5
1.6	Danos causados pela explosão no edifício da AMIA, Argentina	6
2.1	Campanha experimental realizado por Morales	10
2.2	Resultados dos testes experimentais (roturas de corte (vermelho) e de flexão (roxo))	11
2.3	Efeitos das cargas explosivas sobre o painel	12
2.4	Geometria do pavimento e o explosivo utilizado	12
2.5	Aspetto da laje após os ensaios	13
2.6	Campanha experimental realizado por Gonçalves	14
2.7	Fendilhação por flexão a meio vão do painel de referência	14
2.8	Modelo experimental e numérico	15
2.9	Planta do edifício e modelo numérico	16
2.10	Resultados dos dos modelos numéricos	17
2.11	Sobreiro (<i>Quercus suber L.</i>)	18
2.12	Curva de compressão da cortiça: (a) representação esquemática, evidenciando as três regiões da curva e (b) curvas experimentais em compressão radial (R) e compressão não-radial (NR)	19
2.13	Aglomerado negro de cortiça	20
2.14	Explosão aérea perfeita e explosão próximo da superfície	23
2.15	Explosão à superfície do terreno	24
2.16	Tipos de explosões confinadas	24
2.17	Explosão aérea perfeita	25
2.18	Reflexão normal da onda de choque	29
2.19	Caso refletido de uma explosão aérea perfeita	29
2.20	Reflexão regular (obliqua) de onda de choque	30
2.21	Coeficiente de reflexão em função do ângulo de incidência	31
2.22	Parâmetros da onda de choque (fase positiva) para explosões aéreas perfeitas	31
2.23	Idealização simplificada pressão - tempo da fase positiva	32
2.24	Procedimento para incorporar os efeitos da velocidade de deformação	35
2.25	Velocidades de deformação para diferentes tipos de ações	36

2.26	Fatores de incremento dinâmico para o módulo de elasticidade . . .	37
2.27	Fenómenos resultantes de uma detonação sobre um painel de betão armado	39
3.1	Painel referência TJ-REF.	42
3.2	Painel <i>sandwich</i> com filmes de PVC (Painel TJ-1)	43
3.3	Painel <i>sandwich</i> com aglomerado negro de cortiça (Painel TJ-2) . .	44
3.4	Painel <i>sandwich</i> com aglomerado negro de cortiça (Painel TJ-3) . .	44
3.5	Ensaio e rotura à compressão dos cubos de betão	45
3.6	Provetes e ensaio à tração das armaduras longitudinais $\phi 6$	47
3.7	Diagramas tensão - deformação de um varão $\phi 6$	48
3.8	Ensaio à compressão dos provetes	49
3.9	Resultados dos ensaios dos provetes: <i>ProvC1</i> e <i>ProvC2</i>	49
3.10	Proposta do modelo de comportamento do aglomerado negro de cortiça em compressão	50
3.11	Carga explosiva (Dinamite)	50
3.12	Montagem da estrutura para execução dos ensaios	51
3.13	Dispositivo de suporte de carga de explosão - deformação por flexão	52
3.14	Posição final das cargas de explosão	52
3.15	Diagramas de pressão-tempo dos ensaios segundo <i>UFC</i>	54
3.16	Vigas de apoio dos painéis e a colocação do painel sobre as vigas .	56
3.17	Representação esquemática do sistema de ensaio dos painéis . . .	57
3.18	Sistema de Monitorização (Painel de referência)	58
3.19	Equipamentos utilizados no sistema de monitorização (sistema A) .	59
3.20	Colocação das hastes nas placas de poliestireno expandido	60
3.21	Observação das fendas no bordo e a sua medição	60
3.22	Leitura das deformações: residual e máxima do painel de referência TJ-Ref - 1	61
3.23	Medição das fendas no bordo do painel no 3º ensaio do painel TJ-Ref-1	62
3.24	Leitura da deformação residual no 3º ensaio do painel TJ-Ref - 1 .	62
3.25	Medição da deformação residual e observação das fendas na face inferior do modelo	63
3.26	Colapso do painel de referência TJ-Ref - 2	63
3.27	Medição da deformação residual e na ligação entre as duas lâminas de betão	64
3.28	Aberturas de fendas nos bordos e a sua medição	64
3.29	Fendas na face inferior do modelo	65
3.30	Fendas na face inferior do painel TJ-1	65
3.31	Fendas na face inferior do painel TJ-Ref - 3	66
3.32	Aberturas de fendas na face inferior do painel de referência TJ-Ref - 3	66
3.33	Aberturas de fendas na face inferior do painel TJ-2	67
3.34	Deformação entre as duas camadas interiores de cortiça no painel TJ-3 - 1	68
3.35	Aberturas de fendas na face inferior do modelo TJ-3	68

3.36 Colapso das camadas inferiores (aglomerado negro de cortiça e painel de referência) do ensaio TJ-3 - 2	69
4.1 Sistema equivalente de um grau de liberdade	74
4.2 Sistemas de ensaio e mecanismo de rotura	79
4.3 Energia de deformação	79
4.4 Gráfico tensão deformação para diferentes tipos de respostas	83
4.5 Ilustração de uma Shell com quatro camadas	85
4.8 Condições de fronteiras considerado no SAP2000	89
4.6 Propriedades dos materiais implementados no SAP2000	90
4.7 Malha de elementos finitos	91
4.9 Representação da aplicação da carga sobre o painel	91
4.10 Definições das características a atribuir na diferentes camadas no SAP2000	92
4.11 Resultado da definição das camadas no SAP2000	92
4.12 Deformação do painel TJ-Ref	96
4.13 Deslocamento do painel TJ-Ref em função do tempo	97
4.14 Tensão no betão na fibra inferior - Painel TJ-Ref	97
4.15 Tensão no betão na fibra superior - Painel TJ-Ref	98
4.16 Tensões nas armaduras no painel TJ-Ref	98
4.17 Deformação do painel TJ-1	99
4.18 Deslocamento do painel TJ-1 em função do tempo	99
4.19 Tensões no betão (fibra superior) na camada inferior - Painel <i>sandwich</i> TJ-1	100
4.20 Tensões nas armaduras no painel TJ-1	100
4.21 Deformação do painel TJ-2	101
4.22 Deslocamento do painel TJ-2 em função do tempo	101
4.23 Tensões no betão (fibra superior) na lâmina inferior - Painel <i>sandwich</i> TJ-2	102
4.24 Tensões no aglomerado negro de cortiça - Painel <i>sandwich</i> TJ-2	102
4.25 Tensões nas armaduras no painel TJ-2	103
4.26 Deformação do painel TJ-3	103
4.27 Deslocamento do painel TJ-3 em função do tempo	104
4.28 Tensões no betão (fibra superior) na lâmina inferior - Painel <i>sandwich</i> TJ-3	104
4.29 Tensões no aglomerado negro de cortiça - Painel <i>sandwich</i> TJ-3	105
4.30 Tensões nas armaduras no painel TJ-3	105

Índice de Tabelas

2.1	Resultado dos deslocamentos	11
2.2	Distribuição mundial das áreas de sobreiro e da produção de cortiça	18
2.3	Constantes elásticas da cortiça	20
2.4	Tipos de aglomerado negros	21
2.5	Tipos de explosões	23
2.6	Valores recomendados do coeficiente de arrastamento para coberturas, paredes laterais e traseira	28
2.7	Regimes de resposta	34
3.1	Resultado da tensão de compressão dos ensaios dos cubos de betão	46
3.2	Resultados dos ensaios das armaduras	48
3.3	Parâmetros da onda de choque segundo <i>UFC</i>	53
3.4	Parâmetros da onda de choque segundo <i>UFC</i> - continuação	53
3.6	Parâmetros da onda de choque segundo Kinney&Graham–continuação	53
3.5	Parâmetros da onda de choque segundo Kinney&Graham	53
3.7	Diferenças dos parâmetros da onda de choque entre as duas formulações	55
3.8	Quadro-resumo dos ensaios	56
3.9	Resultados dos ensaios do painel de referência TJ–Ref-1	61
3.10	Resultados dos ensaios do painel de referência (2º vez): TJ–Ref	63
3.11	Resultados dos ensaios do painel de referência: TJ–Ref-2	64
3.12	Resultados dos ensaios do painel de referência: TJ–1	65
3.13	Resultados dos ensaios do painel <i>sandwich</i> - TJ–1	66
3.14	Resultados dos ensaios do painel referência - TJ–Ref - 3	67
3.15	Resultados dos ensaios do painel <i>sandwich</i> TJ–2	67
3.16	Resultados dos ensaios do painel <i>sandwich</i> TJ–3	69
3.17	Deslocamentos obtidos na campanha experimental	70
3.18	Resultados finais para a carga de 5.5 kg ($W_{TNT} = 4.1$ kg) suspensa a 2m	70
4.1	Fatores dinâmicos para a resistência do betão e do aço	77
4.2	Resultado dos deslocamentos segundo as formulações da UFC	81
4.3	Resultado dos deslocamentos segundo as formulações de Kinney&Granham	81
4.4	Resultado dos deslocamentos e diferença entre as formulações	81
4.5	Comportamento do material	86

4.6	Propriedades do betão implementado no SAP2000	88
4.7	Propriedades do aço implementado no SAP2000	88
4.8	Propriedades do aglomerado negro de cortiça implementado no SAP2000	89
4.9	Modelos para o Painel TJ-Ref	93
4.10	Resultados painel TJ-Ref	93
4.11	Modelos para o Painel TJ-1	93
4.12	Resultados painel TJ-1	94
4.13	Modelos para o Painel TJ-2	94
4.14	Resultados painel TJ-2	94
4.15	Modelos para o Painel TJ-3	95
4.16	Resultados painel TJ-3	95
4.17	Deslocamentos obtido experimentalmente e numericamente (modelo 2) e diferença entre ambas	96

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

EC2 Eurocodigo 2

KG Kinney Graham

R-H Rankine-Hugoniot

Siglas

AEM Método dos Elementos Aplicados

DIF Fator de Incremento Dinâmico

DLF Fator de Carga Dinâmico

ELS Extreme Loading for Structures

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

MED Método dos Elementos Discretos

MEF Método dos Elementos Finitos

PVC Policloreto de Vinila

SIF Fator de Incremento de Resistência

TNT Trinitrotolueno

UFC Unified Facilities Criteria

UNL Universidade Nova de Lisboa

Letras maiúsculas latinas

A_s Área de armadura de uma secção de betão armado

C_D Coeficiente de arrastamento

E_{cm} Valor médio do módulo de elasticidade do betão

- E_s Módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
- L Vão do elemento estrutural
- M_y Momento de cedência
- P_a Pressão atmosférica
- P_{so} Pressão incidente
- P_r Pressão refletido
- T Energia cinética
- T_n Período da estrutura equivalente
- W Massa do explosivo
- W_{TNT} Massa equivalente em TNT do explosivo
- Z Distância normalizada/reduzida/escalar

Letras minúsculas latinas

- a Deslocamento
- a_{max} Deslocamento instantânea máximo
- b Largura da secção transversal
- d Altura útil da secção transversal
- f_c Tensão de rotura do betão à compressão
- $f_{c,d}$ Tensão de rotura de cálculo do betão à compressão
- f_{ck} Valor característico da tensão de rotura à compressão aos 28 dias
- f_{cm} Valor médio da tensão de rotura à compressão
- $f_{cm,cube}$ Valor médio experimental da resistência à compressão de cubos de betão
- f_y Tensão de cedência à tração do aço das armaduras
- $f_{y,d}$ Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras
- f_{yk} Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado
- h Altura (ou espessura) do elemento estrutural
- i_s Impulso específico incidente
- i_s^+ Impulso específico incidente da fase positiva
- i_s^- Impulso específico incidente da fase negativa

- i_r Impulso específico refletido
- k Rigidez do sistema
- k_{eq} Rigidez equivalente do sistema estrutural
- m Massa do elemento estrutural
- m_{eq} Massa equivalente do sistema estrutural
- q_s Pressão dinâmica
- t_a Tempo de chegada da frente da onda de choque
- t_o Duração da fase positiva da onda de choque

Simbolos

- \dot{a} Velocidade
- \ddot{a} Aceleração
- ε_{c1} Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima
- ε_{cu1} Extensão última do betão à compressão
- $\dot{\varepsilon}$ Velocidade de deformação
- Ω Energia de deformação do painel

Capítulo 1

Introdução

Educar é semear com sabedoria e colher com paciência.
(Augusto Cury)

1.1 Motivação e enquadramento do tema

O desenvolvimento de estruturas capazes de resistir aos efeitos da onda de choque provenientes de uma explosão tem merecido destaque nas preocupações da sociedade civil devido aos sucessivos ataques terroristas cujos alvos principais são cidadãos comuns, estruturas (incluindo patrimónios nacionais e mundiais), infraestruturas e os serviços de transporte e fornecimento de energia.

Estes factos aumentam a necessidade dos engenheiros agirem face aos novos desafios, estudando o comportamento de novos elementos estruturais, materiais, métodos de reforços, com capacidade resistente contra ações resultantes de explosões, de modo a minimizar os danos e o colapso estrutural, e mais importante, a preservação das vidas humanas. É fundamental dotar as estruturas de uma elevada capacidade de absorção de energia e capacidade de deformação plástica para garantir uma adequada resposta estrutural aos efeitos de uma explosão [4].

No entanto, o estudo dos efeitos de explosão em estruturas é um assunto com relativa falta de investigação na engenharia estrutural, e que ainda não está totalmente compreendido [1].

A detonação de um explosivo no interior ou nas proximidades de uma estrutura pode provocar danos catastróficos, pois corresponde a uma ação altamente dinâmica, representando, por isso, um grande desafio para engenharia estrutural. Os danos causados podem originar perdas de vida e o colapso (total ou parcial) da estrutura.

É importante referir que as perdas de vidas e o número elevado de feridos podem ocorrer por vários motivos incluindo os efeitos diretos da explosão do calor

desenvolvido, do impacto de projéteis, fragmentos de envidraçados e também por efeitos indiretos tais como colapso da estrutura (total e/ou local) que pode impedir a evacuação das pessoas [54].

De acordo com estudos realizados pela Global Terrorism Index, apresentados a Novembro de 2015, em Londres, pelo Institute for Economics and Peace ¹, a atividade terrorista aumentou 80% em 2014, registrando-se 32.685 vítimas mortais. É de frisar que em 2013 foram registrados 18.111 vítimas mortais. O número de vítimas mortais provenientes de atividade terrorista aumentou nove vezes desde 2000.

De modo a ilustrar os efeitos nocivos que as ações de explosão podem causar nas estruturas, apresentam-se vários exemplos de eventos reais. Cada exemplo mostra que a extensão dos danos causados por explosivos depende do tipo de estrutura, da natureza do explosivo e da sua localização em relação à estrutura [54].

World Trade Centre (WTC) towers, EUA

O edifício do World Trade Center também sofreu um ataque terrorista, em fevereiro de 1993. O ataque foi provocado por um carro bomba detonado no parque de estacionamento subterrâneo. Suspeita-se que foram utilizados 700 kg de explosivos. O ataque provocou 6 mortos e mais de 1000 feridos. O dano estrutural mais severo ocorreu no parque de estacionamento (Fig. 1.1), onde se verificou a destruição total de dois níveis de lajes de betão armado com cerca 300 mm de espessura. A onda de choque propagou-se por toda a cave [54].



Figura 1.1: Destruição do parque de estacionamento do World Trade Centre, EUA (Adaptado de [54])

¹Retirado de: <http://economicsandpeace.org/reports/>.

Edifício Federal Alfred P. Murrah, EUA

Em Abril de 1995, o edifício Federal Alfred P. Murrah foi alvo de um dos maiores ataques terroristas ocorridos nos EUA. Um carro bomba, que se estima conter cerca de 2200 kg de explosivos constituídos por fertilizantes de nitrato de amônio, nitrometano e gasóleo, localizado a cerca de 3-5m da fachada norte do edifício e 12-15m do extremo leste, explodiu, causando 168 mortos e numerosos feridos [50, 54].



(a) Antes da explosão



(b) Depois da explosão

Figura 1.2: Edifício Federal P. Murrah, EUA (Adaptado de [9])

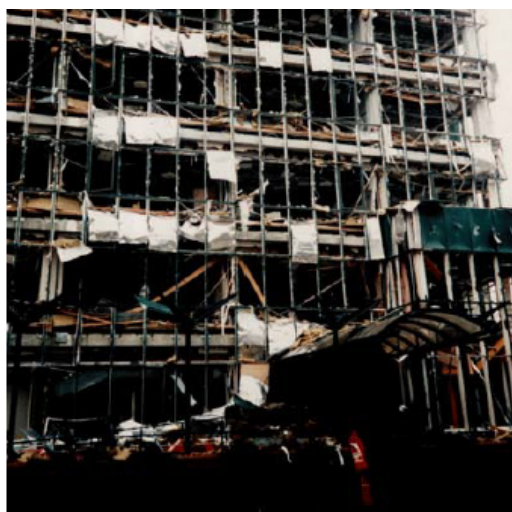
O colapso do edifício ocorreu devido à destruição dos pilares da fachada que suportavam uma viga de transferência com 12m de vão, que também entrou em rotura. Consequentemente, a rotura dessa viga levou ao colapso de dois pilares adjacentes, provocando o colapso progressivo e a destruição de grande parte da frente do edifício, tal como se pode observar na Figura 1.2. Devido à existência de duas paredes resistentes, o colapso foi parcial, o que diminuiu os danos e a perdas de vidas [50, 54].

London Docklands e Manchester, Inglaterra

Um camião com explosivos improvisados foi detonado em London Docklands, em fevereiro de 1996. Duas pessoas foram mortas e várias ficaram feridas. Após as avaliações estruturais preliminares verificou-se que os danos causados pela explosão ocorreram predominantemente nos edifícios de escritórios e nos edifícios vizinhos. As janelas envidraçadas ficaram totalmente danificadas (Figura 1.3(a)). Observaram-se, também, danos ligeiros numa viga de um viaduto de betão armado localizado próximo da explosão.

Cinco meses depois, o Centro de Arnalde localizado no centro de Manchester foi, também, alvo de ataques terroristas que causaram danos estruturais severos, tal como pode ser observado na Figura 1.3(b). Na consequência deste ataque verificaram-se danos graves, tais como torção e levantamento dos apoios, numa

ponte pedonal de 200ton situada no coração da explosão. Esta ponte ficou completamente instável [54].



(a) London Docklands



(b) Manchester

Figura 1.3: Danos causados pela explosão em London Docklands e Manchester (Adaptado de [54])

Torres Khobar, Arábia Saudita

A 25 de junho de 1996, as Torres Khobar (estrutura pré-fabricada), que constituíam o complexo residencial que servia de alojamento dos militares dos EUA, próximo a Dhahran na Arabia Saudita, foi alvo de ataques terroristas que recorreram a um camião com explosivos com potência equivalente a cerca de 9000 kg de TNT. Apesar do uso de uma grande quantidade de explosivos, verificou-se que os danos causados (Figura 1.4), apesar de severos não foram tão graves como no caso do Edifício Federal Alfred P. Murrah, devido a maior distância de detonação em relação ao edifício (25 m) e também devido aos elementos das ligação aparafusadas terem sido concebidas segundo as normas britânicas para estruturas resistentes à explosões [50]. O ataque retirou a vida de 19 militares dos EUA e a um cidadão saudita, e feriu 372 pessoas de várias nacionalidades [50].

Aeroporto de Madrid, Espanha

O aeroporto de Madrid também foi alvo de um ataque terrorista em 2006, quando um carro com aproximadamente 200 kg de explosivo, explodiu no módulo D de um parque de estacionamento (fazia parte do terminal 4 recém construído). Após a explosão verificou-se que a laje do estacionamento colapsou, o que conduziu ao colapso do piso inferior (onde ocorreu a explosão). Devido ao excesso repentino de carga e também dos danos provocados pela explosão, o edifício sofreu um colapso progressivo [1] (Figura 1.5).



Figura 1.4: Torres Khobar, Arábia Saudita (Adaptado de [47, 50])



Figura 1.5: Aeroporto de Madrid (Adaptado de [1])

Existem muitos outros casos de estruturas que sofreram danos provenientes de ataques terroristas, que também poderiam ter sido retratados neste trabalho tal como o recente ataque ocorrido no aeroporto de Bruxelas (2016) e o ataque ocorrido no edifício da AMIA ² em Argentina (1994, Figura 1.6) causando 85 mortes e centenas de feridos.

Conforme se observou nos vários exemplos, estas ações sobre as estruturas revelaram que muitas estruturas são vulneráveis quando sujeitas a estas ações. Observou-se também que a pressão que resulta da explosão de uma bomba ao ser detonada numa zona urbana, conduz normalmente à rotura de fachadas, janelas envidraçadas, tendo resultados catastróficos [44].

²Retirado de: <https://en.wikipedia.org/wiki/AMIA/bombing>



Figura 1.6: Danos causados pela explosão no edifício da AMIA, Argentina [3]

Porém, como referido anteriormente, nas últimas décadas têm-se feito esforços consideráveis para alterar esta situação, desenvolvendo proteções ativas e passivas para edifícios e infra-estruturas contra os eventos explosivos, tais como sensores químicos para a detenção de explosivo, barreiras anti-intrusão, métodos de reforço estrutural (proteção passiva) [13].

Quando as estruturas são sujeitas a ações de explosão os elementos mais vulneráveis são aquelas que estão diretamente expostos, pois estes podem condicionar no comportamento da estrutura devido as consequências que podem originar na estabilidade global. Diante disso, duas medidas podem ser adotadas: a primeira consiste no aumento da resistência estrutural do elemento e a segunda consiste em manter a integridade estrutural, para que o eventual colapso de um elemento não desencadeie um mecanismo de colapso progressivo da mesma [19].

Assim, tendo em conta que a maioria das estruturas atuais não foram projetadas para resistir a ações de explosão, atualmente será necessário intervir nas estruturas existente com objetivo de melhorar ou alterar o seu comportamento estrutural contra estas ações.

Assim sendo, surge nesta dissertação a necessidade de ampliar conhecimentos da resposta estrutural para as ações de explosão, estudando novas soluções resistentes, a fim de contribuir para a minimização dos danos e colapso estrutural, preservando vidas humanas e bens.

1.2 Objetivos

Para este fim, foi levado a cabo uma campanha experimental, na qual painéis de fachada *sandwich* pré-fabricados de betão armado, foram sujeitas a uma explosão

aérea perfeita. A descrição pormenorizada do programa experimental é feita no capítulo 3 desta dissertação.

Devido à capacidade destrutiva e à curta duração das ações de explosão, para compreender a resposta estrutural é necessário efetuar estudos experimentais numéricos e desenvolver modelos analíticos. Na presente dissertação foram realizados ensaios experimentais que permitiram calibrar modelos numéricos, propor soluções analíticas e ajudar a compreender o comportamento dos painéis de fachada *sandwich* quando sujeitas a explosões. Para a modelação numérica foi realizado uma análise não linear no programa de cálculo SAP2000 com a utilização dos elementos do tipo *shell*.

Não é objetivo da presente dissertação fornecer informação sobre explosivos, já que esta pode ser encontrada em manuais clássicos, como por exemplo, Kinney&Graham [31]. Na presente dissertação são referidos alguns conceitos teóricos e práticos sobre os fundamentos da dinâmica de explosão, tais como as características das ondas de choque e os seus efeitos sobre as estruturas de betão armado.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação está organizada em 5 capítulos.

No capítulo 1, de carácter introdutório, apresenta-se a problemática e a importância de estudar a resposta estrutural sob as ações de explosão, indicando exemplos reais de estruturas que foram sujeitas a ações de explosão de forma intencional.

O capítulo 2 apresenta alguns trabalhos de investigação (experimental e numérica), descreve, de forma sucinta, o método dos elementos aplicados, as principais características da cortiça e do aglomerado negro da cortiça. A descrição da ação de explosão, os principais efeitos sobre uma estrutura e as diferentes formulações, e também, as características do comportamento estrutural sob cargas dinâmicas são discutidos neste capítulo.

O capítulo 3 é dedicado à campanha experimental dos painéis, indicando detalhadamente todos os procedimentos para a sua execução, bem como o sistema de monitorização utilizado e a caracterização dos materiais usados.

O capítulo 4 apresenta os modelos de análise utilizados para determinar a resposta estrutural, nomeadamente, o método que permite modelar a estrutura utilizando sistemas equivalentes de um grau de liberdade (massa e rigidez), também é feita referência ao método baseado no princípio da conservação da energia. O capítulo termina com a realização da modelação numérica no *software* de elementos finitos SAP2000 para a determinação da resposta dos painéis.

Por último, as conclusões e as recomendações para as investigações futuras são

indicadas no capítulo 5.

Capítulo 2

Estado da Arte

2.1 Introdução

Como foi visto na secção anterior, o efeito de uma explosão quando detonada próxima de uma estrutura pode ser catastrófico, causando danos severos sobre a estrutura. Apesar desta complexidade da ação, é necessário compreender os seus efeitos nas estruturas e uma das metodologias utilizadas para investigar o comportamento de estruturas sob ações explosivas consiste em conduzir campanhas experimentais a larga escala e realizar análises numéricas, por forma a compreender plenamente este fenómeno e assim adotar medidas que visem a minimizar os efeitos de um evento desta magnitude.

Assim, de forma a apresentar o tema principal de investigação deste trabalho, primeiramente vai descrever-se, de uma forma resumida e atualizada, os resultados experimentais mais relevantes que podem ser consultadas na literatura científica, no âmbito do estudo da resistência das estruturas de betão sob ações de explosão, e também são apresentados resultados numéricos realizados com base numa ferramenta que permite realizar análises não lineares, o *Extreme Loading Structure ELS* que baseia-se no método dos elementos aplicados.

De seguida, faz-se uma breve introdução sobre as principais características da cortiça e do aglomerado negro de cortiça. Por fim, são apresentadas as principais características de ação de explosão sobre uma estrutura e os seus efeitos sobre a mesma.

2.2 Trabalhos de Investigação

Nas últimas décadas, a investigação na área da ciência dos materiais despertou aos engenheiros uma certa necessidade em estudar novos materiais com o objetivo de melhorar o desempenho do betão convencionais, destacando-se deste modo os materiais compósitos.

A ideia básica subjacente à utilização de materiais compósitos consiste em combinar materiais com propriedades complementares, isto é combinar pelo

menos dois materiais distintos, de forma a se obter um novo material com propriedades que não se poderiam alcançar com os mesmos materiais de forma independente. Os resultados obtidos conferem aos materiais compósitos uma elevada resistência e capacidade de absorção de energia.

Relativamente aos painéis *sandwich* pré-fabricados de betão armado, os trabalhos realizados para avaliar o desempenho contra ações de explosão são muito restritivos, devido à grande falta de dados de pesquisa experimental.

De seguida, são apresentados alguns estudos experimentais que recorreram ao uso de betão de elevada resistência de forma a resistirem a ações de explosão.

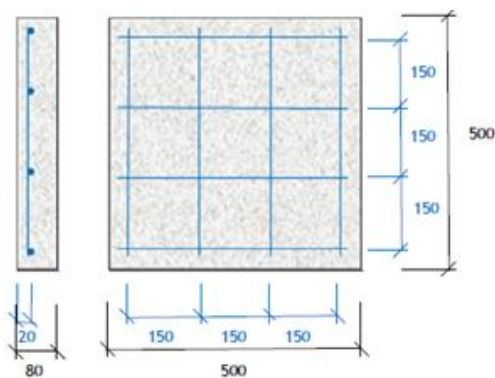
2.2.1 Elementos de betão armado e estudos numéricos

O betão é um dos materiais de construção mais utilizados devido às suas boas propriedades mecânicas e economia. No entanto, apesar da sua ampla utilização, o seu comportamento sob cargas impulsivas, como por exemplo a explosão, ainda não está totalmente compreendido.

Morales [1, 2], em 2013 investigou a resposta de 12 painéis de betão armado com $500 \times 500 \times 80$ mm, sob ações de explosão dos quais 6 foram executadas com betão de resistência tradicional (*NSC*) e os restantes com betão de elevada resistência (*HSC*), adotou-se uma armadura de $\phi 8//0.10$.



(a) Carga explosiva suspensa



(b) Geometria do painel, detalhe das armaduras

Figura 2.1: Campanha experimental realizado por Morales [1]

Os painéis estavam apoiados nos quatro cantos e foram sujeitos a uma carga explosiva de 5 kg de TNT localizado a 1.5m. Consequentemente, após a realização dos ensaios verificou-se que os modos de rotura em todos os painéis foram de flexão e de corte (Figura 2.2). Concluiu-se assim que, para aumentar a resistência de um painel, deve-se procurar aumentar a resistência em termos de forças de tração.

Este estudo experimental, também teve o intuito de fornecer dados experimentais para o desenvolvimento e ajustamento de programas de cálculo numérico que fossem capazes de simular o comportamento de estruturas de betão armado contra os efeitos provenientes da onda de choque.

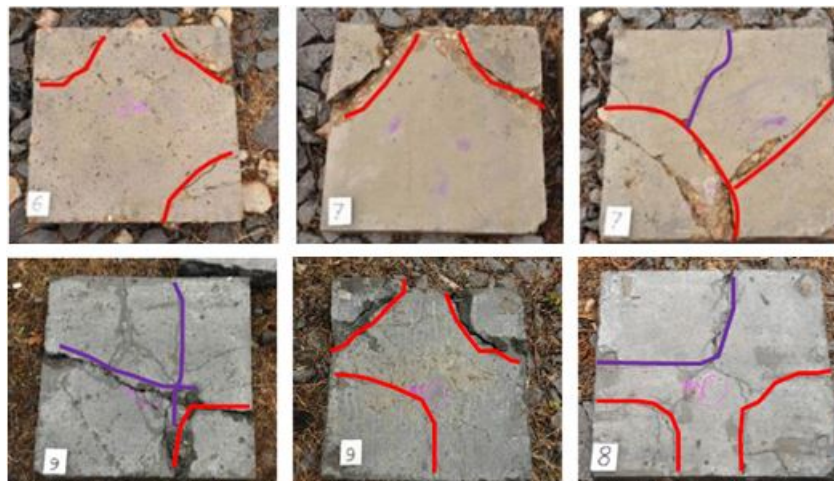


Figura 2.2: Resultados dos testes experimentais (roturas de corte (vermelho) e de flexão (roxo)) [1]

Hosseiniipoor [25], em 2004 realizou uma campanha experimental com objetivo de estudar o comportamento de 6 painéis de betão armado sujeitos a cargas de explosão. As dimensões dos painéis, a carga explosiva, a sua distância aos explosivos e os resultados obtidos são apresentados na Tabela 2.1

Tabela 2.1: Resultado dos deslocamentos [25]

Painel	Dimensão [mm]	W_{TNT} [kg]	R [m/kg ^{1/3}]	Z [mm]	a_{max} [mm]	a_{max}/h [-]
A	750 × 750 × 30	0.13	0.3	0.591	9	0.3
B	1000 × 1000 × 100	0.31	0.4	0.591	15	0.375
C	1250 × 1250 × 100	0.64	0.5	0.591	19	0.38
D	750 × 750 × 30	0.19	0.3	0.518	26	0.87
E	1000 × 1000 × 80	0.46	0.4	0.518	35	0.875
F	1250 × 1250 × 100	0.94	0.5	0.518	40	0.8

Nota (Tabela 2.1): a_{max} é o deslocamento máximo, W_{TNT} é a massa de explosivo de TNT, R é a distância ao centro de explosão, Z é distância reduzida e h é a espessura do painel.

Verificou-se que nenhum painel entrou em colapso total por causa da curta distância existente entre o painel e carga. Observou-se também que o modo de rotura predominante nos painéis de grande dimensão é a flexão, enquanto nos painéis de pequena dimensão verificou-se o efeito de *spalling*.

Apresentam-se na Fig. 2.3 os danos causados no painel F, na qual a imagem da esquerda representa a face frontal e a imagem da direita a face tardo. Observa-se que apesar do aço não ter entrado em cedência, o betão no centro do painel foi projectado para o exterior devido ao efeito de corte provocada pela explosão.



Figura 2.3: Efeitos das cargas explosivas sobre o painel [25]

Com objetivo de testar a resistência de estruturas de betão armado sujeitas a cargas de explosão, Luccioni e Luege [32] em 2006 ensaiaram uma laje de pavimento de betão armado com $3000 \times 1500 \times 150$ mm, apoiada no terreno e submetida a três detonações. O explosivo foi suspenso em um tripé a uma distância de 0.50 m da laje (Fig. 2.4).

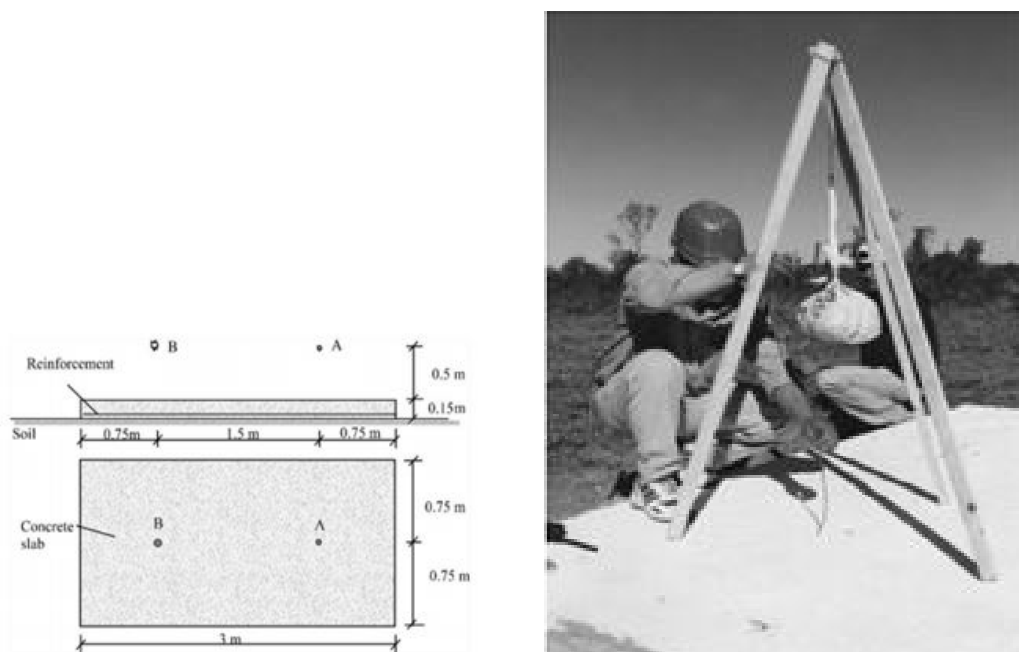


Figura 2.4: Geometria do pavimento e o explosivo utilizado [32]

O explosivo utilizado foi Gelamón VF80. Os primeiros dois ensaios foram realizados com uma carga de 5 kg de Gelamón a 0.5 m de distância, enquanto o terceiro teste foi efetuado à mesma distancia mas com uma carga de 12.5 kg de Gelamón. Para medir as pressões geradas pelas ondas de choque utilizaram-se sensores de pressão.

Como resultado do primeiro teste, a laje foi dividida em duas partes devido ao surgimento de uma fenda, deste modo, para as detonações seguinte, ambas as partes da laje responderam de forma independente. Observaram-se também fendas radiais e circunferenciais centradas na localização do explosivo (Fig. 2.5). Os deslocamentos verticais para as cargas de 5 kg e 12.5 kg foram 23 mm e 75 mm, respetivamente.

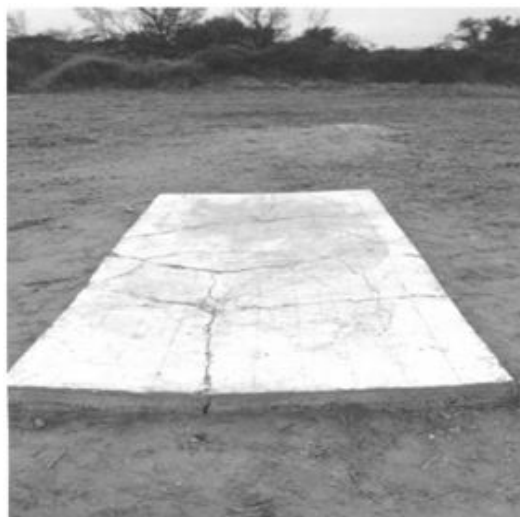
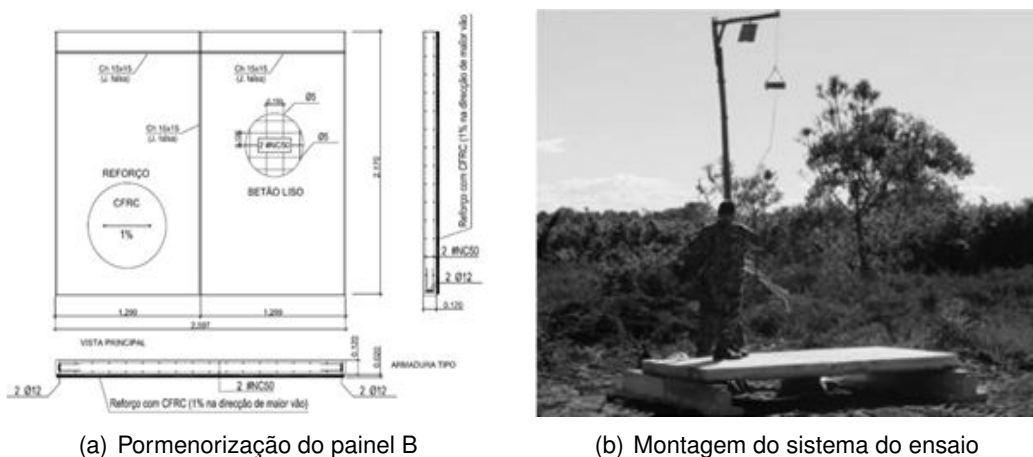


Figura 2.5: Aspeto da laje após os ensaios [32]

Gonçalves [24], em 2015, realizou uma campanha experimental no campo militar de Santa Margarida, com objetivo de estudar o desempenho para cargas explosivas de quatro painéis, dos quais uma era de referência (Figura 2.6) e os restantes eram constituídas por 3 tipos de reforços de argamassa armada. As soluções de reforços usados podem ser aplicados para reforçar lajes e paredes de betão armado de fachadas de edifícios. Os 3 tipos de reforço, com 2 cm de espessura em toda a área da face que representa o interior do edifício, tinham como base uma calda de cimento, sendo a diferença entre eles o tipo de armadura utilizada. Os painéis foram sujeitas a 8.0 kg de TNT localizados a 3 metros de distância, alinhado com o centro do painel.

Os resultados mostraram que os painéis reforçados tiveram melhores comportamentos, verificando-se uma diminuição de danos de aproximadamente 40% em relação ao painel de referência. Este aumento de resistência deve-se à elevada capacidade de absorver energia do reforço utilizado. Assim, concluiu-se que a utilização do reforço com calda de cimento, armada com 1% de fibras de



(a) Pormenorização do painel B

(b) Montagem do sistema do ensaio

Figura 2.6: Campanha experimental realizado por Gonçalves [24]

aço contínuas na direção de maior vão, aumenta a resistência do painel contra a ação de explosão.

A Figura 2.7 mostra alguns danos ocorridos no painel de referência durante a execução dos ensaios.



Figura 2.7: Fendilhação por flexão a meio vão do painel de referência (Adaptado [24])

Com objetivo de testar a potencialidade do método dos elementos aplicados na modelação de estruturas sujeitos à ação de explosão, Rebelo [47], em 2015, realizou estudos numéricos no programa *ELS* relativos aos modelos ensaiados por Gonçalves [24]. Os materiais (betão e aço) foram modelados de acordo com os modelos constitutivos indicados anteriormente. Para simular o comportamento da argamassa armada foi utilizado o mesmo modelo de compressão de betão e testes de flexão, de modo a determinar os parâmetros necessários para implementar no *ELS*, nomeadamente, o módulo de elasticidade secante, a resistência à compressão e à tração.

O painel de referência ($2.60 \times 2.17 \times 0.12$ m) foi modelado com uma malha

regular de 15480 elementos de 8 nós ($86 \times 45 \times 4$) e as armaduras foram modeladas como linhas que depois foram convertidas em barras de armaduras com as propriedades definidas pelo utilizador (área e propriedades dos materiais). A geometria do painel reforçado era semelhante ao de referência, excepto para a camada de espessura de 20 mm de argamassa, que foi modelada com 3870 elementos ($86 \times 45 \times 1$).

Para definir as condições de apoios, foram realizados testes preliminares, que permitiram verificar que parte da energia da explosão é dissipada pelo solo.

Assim, foi tido em conta esse efeito nas condições de fronteiras. Entretanto, foi verificado que esta consideração aumentaria significativamente o esforço computacional e tempo de análise, por isso foi decidido utilizar um material equivalente caracterizado pela elasticidade e propriedade de amortecimento do solo, a fim de reproduzir simplificada o solo.

O passo de tempo utilizado na análise foi de 0.0001 s durante aproximadamente 0.05 s e 0.001 s durante 1.95 s.



(a) Modelo experimental



(b) Modelo numérico

Figura 2.8: Modelo experimental e numérico [47]

Os resultados mostraram que o método dos elementos aplicados consegue prever e simular com precisão a respostas de painéis de betão armado com argamassas armadas quando sujeitas a cargas de explosão.

Com objetivo de estudar a adequabilidade da aplicação dos métodos simplificados (método energético, expressões analíticas, métodos gráficos) para avaliar a capacidade resistente de edifícios correntes face à ocorrência de explosões, Gomes [23], em 2016 realizou uma análise comparativa entre os diferentes métodos de análises, comparando os resultados obtidos com o resultado da análise numérica não linear.

A análise numérica foi realizada com recurso ao programa de cálculo *ELS*. A estrutura consistia num edifício de betão armado, com uma configuração

retangular em planta ($16 \times 30\text{m}$) (Figura 2.9(a)) e seis pisos, dos quais, dois eram enterrados (altura de 15 m acima da cota de soleira). O edifício fazia parte do projeto do complexo da Universidade Técnica de Lisboa no Tagus Park.

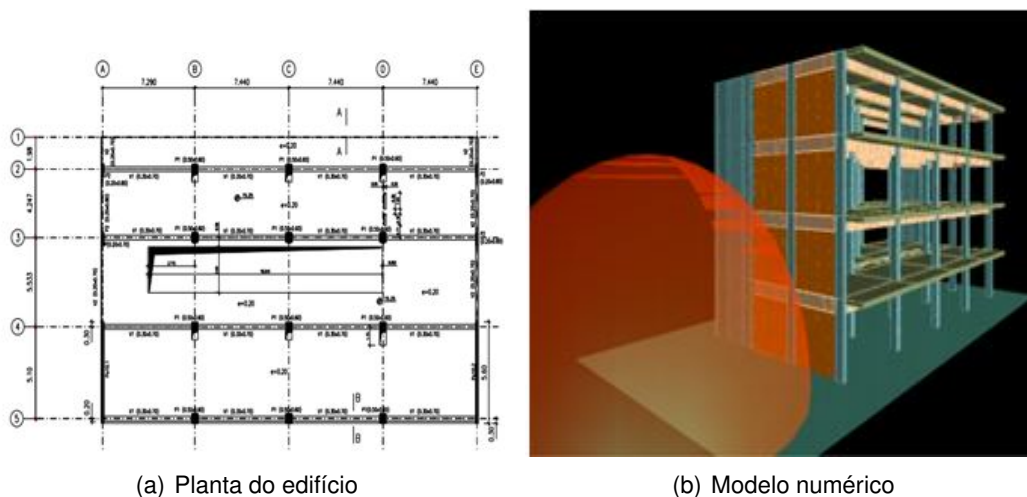


Figura 2.9: Planta do edifício e modelo numérico [23]

As propriedades dos materiais foram as mesmas utilizadas na campanha experimental realizada por Gonçalves [24] e posteriormente calibrados por Rebelo [47].

A convergência da solução foi obtida com uma malha de 80.550 elementos com 6 g.d.l. (3 translações e 3 rotações segundo as direções X-Y-Z) e a análise foi realizada para um passo de tempo de 0.0001s (durante 0.2s) e 0.001s (durante 0.8s).

O modelo numérico (Figura 2.9(b)) foi sujeito as seguintes cargas de explosão em TNT: 50 kg, 100 kg, 250 kg e 500 kg, a 10 metros de distância.

Os resultados da modelação no ELS mostraram que a medida que se vai aumentando a carga os danos vão se agravando, como seria de esperar. Para a carga de 500 kg de TNT observaram-se colapso total de todas as paredes de enchimento, pilar central e parede resistente com deformações excessivas, entre outros. A estrutura estava em risco iminente de colapsar, sendo expectável o risco elevado de ferimentos dos ocupantes.

No que respeita à análise local do edifício, os métodos simplificados apresentaram várias limitações quando comparados com o *software ELS*, embora não seja proibido o seu uso. Refere-se no entanto, que estes métodos não são adequado para os fins pretendidos no trabalho realizado, ou seja, análises expeditas em campanha.

Os resultados para os cálculos dos pilares e paredes, foram todos diferentes. No entanto, o método energético foi aquele que apresentou globalmente valores da ordem de grandeza do ELS, embora seja sempre menos conservativo que o *software* em todas as cargas.

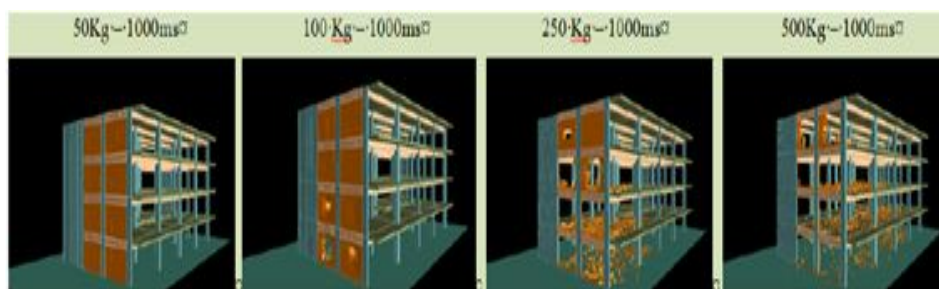


Figura 2.10: Resultados dos dos modelos numéricos [23]

Relativamente às expressões analíticas, concluiu-se que esses métodos ou tendem a ser conservativos à medida que se incrementa a carga, ou podem ser usados parâmetros corretivos, o que permite o seu uso extensivo em análises da resposta das estruturas. Isto é, são muito conservativas para as cargas maiores e pouco para as cargas menores. No entanto, para o caso dos pilares a situação difere, por exemplo, os deslocamentos foram menores para as cargas de 50 e 100kg, a carga de 250kg apresentou um valor muito aproximado e o deslocamento foi superior para a carga de 500kg.

Outra particularidade deste método diz respeito ao facto de ignorar o equilíbrio de forças e deformações que ocorre entre elementos adjacentes na análise sistemas de 1g.d.l..

Em relação à análise da segurança global do edifício, verificou-se que o método energético apresentam desvios importantes, que têm tendência a aumentar com o incremento do número de pisos. Estes desvios tornam a análise bastante conservativa. Contudo, não se considera adequado o seu uso para carregamentos impulsivos localizados.

2.3 A cortiça

Nesta secção será apresentada uma breve introdução sobre as características da cortiça, dando maior destaque aos aspetos considerados relevantes para este trabalho de investigação, nomeadamente as propriedades mecânicas da cortiça. No presente trabalho foi usado aglomerado negro de cortiça entre as duas camadas de betão armado dos painéis *sandwich* ensaiados.

Não é objetivo deste trabalho mostrar todas as características, propriedades da cortiça, de uma forma extensa, já que os mesmos podem ser consultados em manuais. De modo a facilitar a compreensão dos diversos aspetos da cortiça recomenda-se a leitura do manual [21].

A cortiça é um material cujas aplicações são conhecidas desde os primórdios da civilização, é uma matéria celular, polimérica de origem natural que é originado no sobreiro de espécie *Quercus suber L.*, que é a única no mundo que produz

cortiça para fins industriais, pois a cortiça proveniente de outras espécies possui características completamente diferentes [21, 22].



Figura 2.11: Sobreiro (*Quercus suber* L.) [21]

A Península Ibérica é a principal responsável pela produção de cortiça, tal como pode-se verificar na Tabela 2.2. Portugal é o maior produtor e exportador da cortiça a nível mundial, sendo mesmo responsável por mais de metade da produção mundial [22, 21]. As maiores concentrações de sobreiro encontram-se localizadas, principalmente, no centro e no sul do território nacional.

Tabela 2.2: Distribuição mundial das áreas de sobreiro e da produção de cortiça [22, 21]

País	Área de sobreiro (%)do total	Produção de cortiça (%)do total
Portugal	32	51
Espanha	22	23
França	4	4
Itália	42	4
Argélia	18	11
Marrocos	15	5
Tunísia	4	3

2.3.1 Características mecânicas

Geralmente, a cortiça não exhibe um comportamento puramente elástico, apresenta um comportamento viscoelástico. A deformação da cortiça não acompanha a tensão imposta, pois os movimentos entre as moléculas provocam uma deformação que não ocorre instantaneamente. O comportamento viscoelástico da cortiça, normalmente é afetado pela temperatura, pela intensidade da força e pelo teor de água absorvida ou adsorvida ¹

¹Retirado <https://www.priberam.pt/dlpo/>

absorção: Processo de penetração de uma substância no interior de outra ou no interior de um meio poroso.

adsorção: Processo pela qual moléculas ou iões de um fluido são atraídos ou retidos numa superfície sólida.

O comportamento à compressão é a propriedade mais importante, sendo obtida com recurso ao ensaio de compressão uniaxial. Devido à anisotropia da cortiça, os ensaios têm de ser avaliadas nas três direções principais.

Na Figura 2.12 representa-se o comportamento típico da cortiça quando sujeito a um ensaio de compressão uniaxial e verifica-se a existência de três regiões associadas a deformação. A primeira corresponde à fase viscoelástica, ou seja, a fase em que as tensões e deformações são pequenas. Nesta fase, a deformação é praticamente reversível e ocorre uniformemente em todo o provete, não havendo uma deformada localizada. Por outro lado, a segunda fase é caracterizada por uma reta praticamente horizontal (declive aproximadamente de 1 MPa) e inicia-se quando é atingida a tensão de cedência ou de colapso (σ_c). Nesta fase ocorre um novo fenómeno, o colapso das células, isto é, ocorre a encurvadura das paredes celulares, acompanhada de deformação permanente.

Por último, a parte final da curva é caracterizada por ser a fase do esmagamento das células (ou densificação), apresentando um declive elevado. Nesta fase, as células são comprimidas ainda mais e diminuem de tamanho [21].

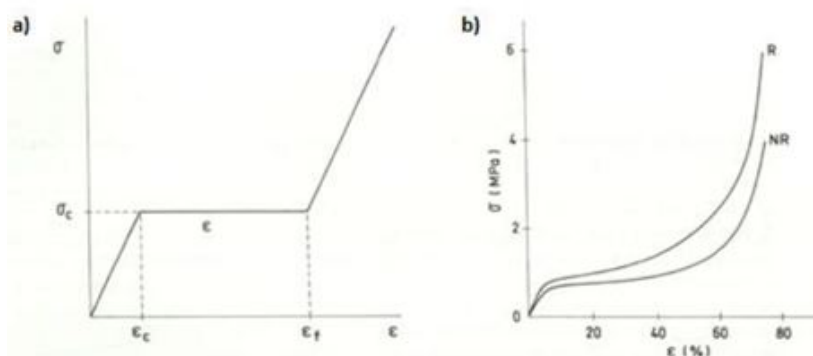


Figura 2.12: Curva de compressão da cortiça: (a) representação esquemática, evidenciando as três regiões da curva e (b) curvas experimentais em compressão radial (R) e compressão não-radial (NR) [21]

Verifica-se que o comportamento à compressão da cortiça depende de vários fatores tais como a temperatura, o teor de humidade e a velocidade com que se efetua a compressão, isto é a velocidade de deformação ($\dot{\epsilon}$). Apesar da não-linearidade da curva e devido a heterogeneidade das características é possível, de uma forma aproximada obter o declive médio na fase elástica através da lei de Hooke ($\sigma = E\epsilon$) [21].

Quanto ao coeficiente de Poisson, é necessário definir três tipos devido à anisotropia, e os valores utilizados para pequenas deformações são indicados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Constantes elásticas da cortiça [21]

$\nu_{R,NR}$	$\nu_{NR,R}$	$\nu_{NR,NR}$	E_R [MPa]	E_{NR} [MPa]
0.097	0.064	0.26	29	19

2.3.2 Aglomerado negro de cortiça

No que diz respeito aos produtos derivados da cortiça, pode-se destacar dois grupos constituídos por aglomerados compostos e aglomerados puros. Os aglomerados compostos ou aglomerados brancos possuem partículas de cortiça e um adesivo.

Os aglomerados puros de partículas de cortiça, também designados por aglomerados negros ou aglomerados de cortiça expandida, resultam da auto-aglomeração térmica dos grânulos de cortiça.



Figura 2.13: Aglomerado negro de cortiça (Fonte: Autor)

Os aglomerados negros são normalmente utilizados como isolantes térmicos, acústicos e vibráticos. Em termos térmicos destinam-se a aumentar a resistência térmica dos edifícios, em termos acústicos, são utilizados para reduzir a acústica local ou reduzir o nível acústico absorvendo parte da energia sonora incidente na superfície do aglomerado ou reduzir o tempo de reverberação (tempo decorrido entre o instante em que cessa uma fonte sonora e aquele em que todos os ecos múltiplos, derivados da mesma são eliminadas). Por fim, a utilização de aglomerados negros como amortecedores de vibrações, tem por objetivo reduzir a energia transmitida, bem como reduzir a transmissão de vibrações provocadas por máquinas [21].

Os diferentes tipos de aglomerados negros são produzidos a partir de granulados de cortiça com diferentes distribuições granulométrica. Os vários tipos de aglomerados negros apresentam densidades distintas, estas dependem essencialmente do grau de compactação do granulado. Na Tabela 2.4 são indicadas as densidades típicas de cada aglomerados negros.

É de notar, que a curva de compressão do aglomerado negro continua a apresentar as três regiões, tal como foi explicado anteriormente [21].

Refere-se finalmente que, o módulo de elasticidade dos aglomerados negros varia entre cerca de 1 a 2 MPa para os aglomerados dos tipos acústico e térmico, e varia entre 4 a 8 MPa para os aglomerados do tipo vibrático [21].

Tabela 2.4: Tipos de aglomerado negros [21]

Tipo	Granulometria do granulado [mm]	Densidade kg.m^{-3}
Acústico	5 - 10	80 - 100
Térmico	5 - 32	100 - 150
Vibrático	5 - 32	175 - 320

2.3.3 Painéis *sandwich*

Painéis *sandwich* pré-fabricados são elementos estruturais compósitos que consistem num conjunto constituído por três camadas, das quais duas são panos de betão armado com função de conferir a resistência estrutural, e uma camada interior, designado por núcleo, com objetivo de dissipar e absorver energia. O núcleo pode ser constituído por diversas soluções de isolamento térmico, nomeadamente, espuma rígida de poliuretano (*PUR*), lã mineral (lã de rocha e de vidro), aglomerado de cortiça expandida, aglomerado de cortiça natural com ligantes betuminosos ou sintéticos, poliestireno expandido moldado (*EPS*), poliestireno expandido extrudido (*XPS*).

Nos últimos anos, os painéis *sandwich* pré-fabricados de betão armado têm sido cada vez mais utilizados na construção de fachadas, sendo uma prática comum em alguns países. Estes tipos de construção fornecem fachadas termicamente eficientes e massa elevada, que melhoram a eficiência energética e a resistência à ação de explosão tornando-o ideal para as instalações militares e governamentais. Em grande parte dos casos, estes sistemas devem ser concebidos para fazer face a um evento explosivo potencial [41].

Estes sistemas apresentam também um bom aspeto arquitetónico, uma boa relação preço-qualidade, elevada resistência, elevada rigidez estrutural e redução de prazos devido à velocidade e simplicidade de execução. Deste modo, pode compreender-se a existência destes tipos de elementos estruturais, pois possibilitam uma diversidade de soluções estruturais.

2.4 Ação de Explosão

2.4.1 Introdução

Nesta secção apresentam-se os conceitos inerentes a uma explosão, a sua formação, os seus efeitos e as pressões resultantes. Abordam-se os principais parâmetros para o conhecimento de uma onda de choque, recorrendo a diferentes formulações existentes, nomeadamente às soluções numéricas de Kinney&Granham [31] e em alguns casos são apresentadas as soluções gráficas desenvolvidas pelo *Unified Facilities Criteria (UFC)* [18].

Sendo uma explosão uma ação que atua num curto período de tempo, os seus efeitos alteram as propriedades mecânicas dos materiais em relação ao seu comportamento conhecido para ações estáticas. Por este motivo, nesta secção serão também discutidos os fatores de incremento dinâmico (*DIF*) das propriedades mecânicas dos materiais.

Não se pretende efetuar uma abordagem exaustiva dos fenómenos resultantes de explosão, mas sim fornecer conhecimentos básicos e úteis neste domínio, de modo a servir de primeira fonte de consulta antes de um possível estudo mais pormenorizado que pode ser efetuado recorrendo, por exemplo, aos estudos realizados por Baker [8], Biggs [11] e *UFC* [18].

2.4.2 Fundamentos da dinâmica de explosões

Tipos de explosões

Entende-se por explosão um evento que resulta de uma súbita libertação de energia [8]. Uma explosão pode resultar de dois processos com diferentes velocidades e efeitos: detonação e deflagração.

As detonações são próprias da reação de altos explosivos e caracterizam-se por uma velocidade superior à do som. Exemplos: *TNT* e Nitreto de chumbo.

As deflagrações resultam da reação de baixos explosivos e a a sua velocidade de transmissão é inferior à velocidade do som. Exemplos: Pólvora e Termite.

De acordo com *UFC* [18], podem-se definir os efeitos provocados por uma explosão em dois grupos, dependendo do grau de confinamento da explosão: explosões não confinadas e explosões confinadas (Tabela 2.5).

Tabela 2.5: Tipos de explosões (Adaptado de [18])

Cargas de confinamento	Categorias
Não confinadas	Explosões aéreas perfeitas
	Explosões próximas da superfície
	Explosões à superfície do terreno
Confinadas	Totalmente ventilado
	Parcialmente confinado
	Totalmente confinado

As explosões não confinadas são aquelas que ocorrem ao ar livre, isto é fora das estruturas. Pode-se dividir em três tipos, dependendo da altura em relação ao nível do solo em que é realizada a detonação (Tabela 2.5).

Entende-se por uma explosão aérea perfeita a explosão em que a onda de choque atinge a estrutura sem sofrer qualquer tipo de perturbações intermédias, tal como se pode observar na Figura 2.14(a). A onda de choque é refletida apenas quando embate com o edifício.

Por sua vez, quando se refere a explosão próxima da superfície do solo (Fig. 2.14(b)) é necessário ter em conta que a altura de detonação acima do solo não é suficiente para evitar reflexões da onda de choque antes de atingir a estrutura. Ou seja, a onda de choque atinge o solo antes de atingir a estrutura e é refletida sobre o solo, propagando-se num fenómeno denominado por *mach stem* (ou onda ressonante). A *mach stem* é originada pela interação entre a onda de choque incidente com a onda refletida.

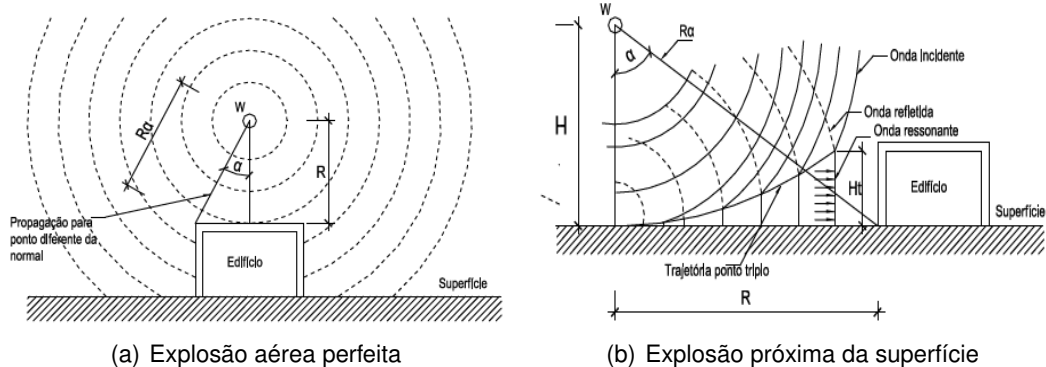


Figura 2.14: Explosão aérea perfeita e explosão próximo da superfície (Adaptado de [18])

Por último, na detonação de explosivos ao nível do solo, a onda de choque é refletida e reforçada pela superfície do solo, fundindo-se com a onda incidente e produzindo uma onda semelhante à frente de choque, mas com forma semiesférica.

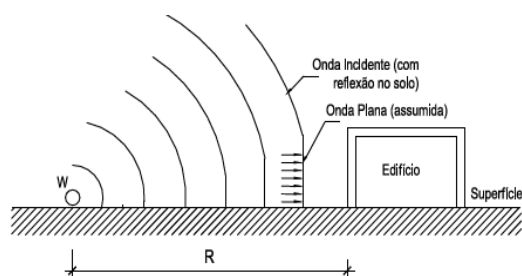


Figura 2.15: Explosão à superfície do terreno (Adaptado de [54])

As explosões confinadas acontecem no interior de um compartimento fechado como, por exemplo, no interior de um edifício. As reflexões a partir das paredes interiores do edifício vão, neste caso, amplificar os picos de pressão. Para além disso, as temperaturas elevadas e a acumulação de gases originam pressões adicionais. A atenuação destas pressões depende do grau de confinamento desses gases no interior da estrutura [1, 18, 54].

Dependendo da extensão da ventilação, as explosões confinadas podem ser classificadas em: totalmente ventilada, parcialmente ventilada e totalmente confinada. A representação esquemática dos três tipos pode ser observada na Figura 2.16.

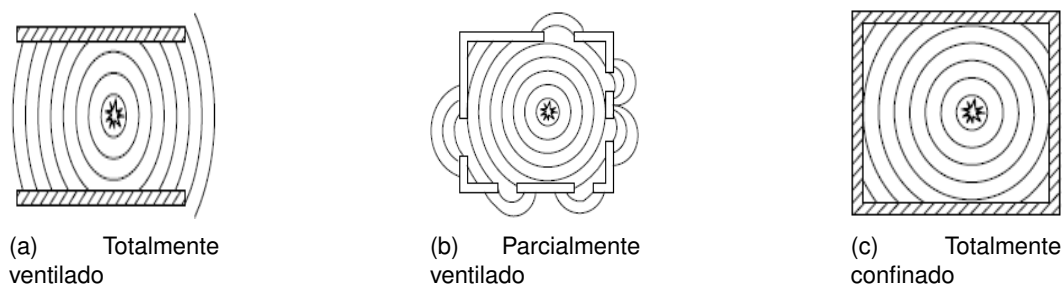


Figura 2.16: Tipos de explosões confinadas (Adaptado de [54])

A explosão totalmente ventilada desenvolve-se no interior de um edifício que possui uma ou mais superfícies abertas para a atmosfera. Neste caso, a onda de choque é quase instantaneamente ventilada para atmosfera, propagando-se para fora do espaço confinado. No entanto, quando a explosão é parcialmente ventilada a quantidade de aberturas já é mais limitada, levando a onda de choque a propagar-se para o exterior depois de um período de tempo limitado. No caso de não existir qualquer abertura, por forma a não haver nenhuma ventilação, diz-se que a explosão é totalmente confinada, impedindo assim a propagação da onda de choque para o exterior, amplificando ainda mais a potência da explosão no interior [1, 18, 54].

O efeito da detonação de um explosivo pode ser muito diferente, dependendo da distância e localização do explosivo bem como da altura acima do solo. Estas questões têm de ser levados em conta quando se analisa os efeitos das explosões [1, 18, 54].

Distancia reduzida

Com objetivo de determinar as características da onda de choque, utiliza-se normalmente um parâmetro escalar (Z), também designado por distância reduzida, introduzido por Hopkinson e Craz [40].

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (2.1)$$

onde R e W são a distância ao centro da explosão (expresso em metros) e a massa de explosivo (expresso em kg), respetivamente. Este parâmetro (Z) vai permitir comparar as características de uma onda de choque produzida por diferentes tipos de explosivo, com diferentes tamanhos e a diferentes distâncias.

De acordo com [8], quando duas cargas explosivas de massa diferente, que apresentam características semelhantes, isto é, mesma geometria e mesmo tipo de explosivo, são detonadas no mesmo meio, serão produzidas ondas de choque iguais, caso a distância reduzida seja a mesma.

Características de uma explosão aérea perfeita

Quando ocorre uma explosão por detonação, o aspeto fundamental a ter em conta é a formação da onda de choque que é gerada. Num ponto a certa distância da origem da detonação é possível definir o tempo de chegada da onda de choque. A onda de choque é caracterizada por um aumento quase instantâneo da pressão atmosférica, P_a , até uma pressão de pico incidente, P_{so} , seguida por um decaimento da pressão durante o tempo t_o até à pressão atmosférica (fase positiva) [18, 54].

A Figura 2.17 retrata o desenvolvimento da relação pressão-tempo de uma típica onda explosiva

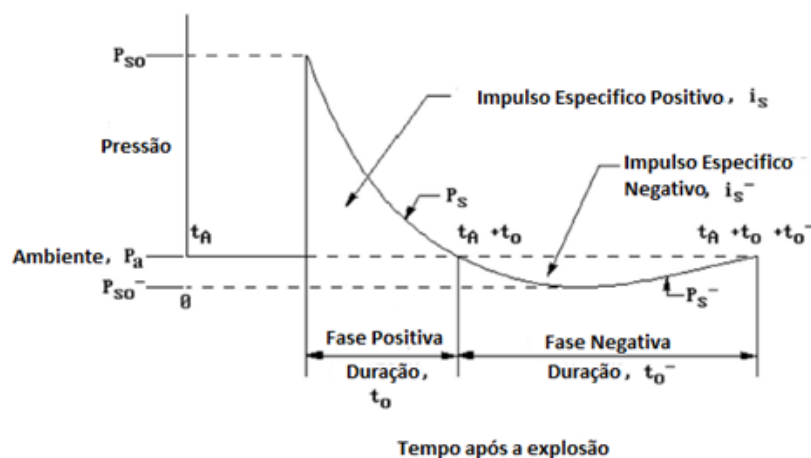


Figura 2.17: Explosão aérea perfeita (Adaptado de [18])

A fase positiva é seguida de uma fase negativa, que se caracteriza por um fluxo de ar inverso com uma pressão mínima, P_{so}^- e por uma duração que normalmente é mais longa que a fase positiva, t_o^- .

Para fins de análise estrutural utilizam-se os parâmetros da onda de choque relativos à fase positiva, enquanto a fase negativa é normalmente ignorada, pois representa uma fase de menor importância na avaliação estrutural, apesar de ser uma fase de maior duração. Mas quando a análise requer a consideração dos danos dos envidraçados das janelas, a fase negativa é considerada pertinente para os cálculos.

A curva pressão-tempo apresentada na Figura 2.17, sofre um decaimento semelhante a uma função exponencial e pode ser definida a partir expressão de Friedlander modificada apresentada por Baker [8].

$$P(t) = P_{so} \left(1 - \frac{t}{t_o}\right) e^{-\frac{bt}{t_o}} \quad (2.2)$$

O impulso específico para a fase positiva e negativa são apresentadas de seguida.

$$i_s^+ = \int_0^{t_o} P(t) dt = \frac{P_{so} t_o}{b} \left[1 - \frac{1 - e^{-b}}{b}\right] \quad (2.3)$$

$$i_s^- = \int_{t_o}^{\infty} P(t) dt = \frac{P_{so} t_o}{b^2} e^{-b} \quad (2.4)$$

onde b é um parâmetro que tem a ver com a forma da onda de choque e depende da distância reduzida, Z .

Na prática, são necessários três parâmetros para definir o comportamento da onda de choque de uma explosão aérea: pressão de pico (P_{so} ou P_r), a duração da fase positiva, t_o e o impulso i_s provocado pela onda de choque (impulso específico) que resulta da integração da área sob a curva pressão-tempo, indicado na Figura 2.17. No entanto, há outros parâmetros que poderão ser necessárias para caracterizar a onda de choque, tais como pressão dinâmica de pico, q_s , a velocidade, L_w , e o comprimento, U da onda de choque. Alguns destes parâmetros serão analisados nas alíneas seguintes.

Um dos principais pontos de interesse dos estudos empíricos realizados por investigadores como Kinney e Graham [31], Baker [8] entre outros, foi a determinação dos parâmetros que caracterizam a onda de choque. Deste modo, seguidamente, apresentam-se as formulações de Kinney&Graham [31] para o cálculo de alguns parâmetros.

Sobrepresão de pico

Para determinar a sobrepresão de pico incidente (ou simplesmente pressão incidente), Kinney&Graham [31] definiram a expressão (2.5) em função da distância reduzida (Z) e da pressão atmosférica (P_a), expresso em unidades do sistema internacional (SI).

$$P_{so}(MPa) = \frac{808 \left[1 + \left(\frac{Z}{4.5}\right)^2\right] P_a}{\sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0.048}\right)^2} \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0.32}\right)^2} \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{1.35}\right)^2}} \quad (2.5)$$

Duração da fase positiva

A determinação da duração fase positiva é um parâmetro fundamental, e pode ser estimado a partir da seguinte expressão, em que W (kg) é a massa da carga explosiva.

$$\frac{t_o}{W^{1/3}} = \frac{980 \left[1 + \left(\frac{Z}{0.54}\right)^{10}\right]}{\left[1 + \left(\frac{Z}{0.02}\right)^3\right] \left[1 + \left(\frac{Z}{0.74}\right)^6\right] \left[\sqrt{1 + \left(\frac{Z}{6.9}\right)^2}\right]} \quad (2.6)$$

Impulso da onda de choque

Uma vez conhecida a pressão de pico incidente, a função de decaimento e a duração da fase positiva, pode determinar-se o impulso específico da onda de choque (2.7), que representa como anteriormente referido, a área sob a curva de pressão-tempo. O impulso pode ser estimado a partir de uma equação empírica (em função de Z) proposta por Kinney e Graham [31], dada por:

$$i_s = \frac{0.0067 \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0.23}\right)^4}}{Z^2 \sqrt[3]{1 + \left(\frac{Z}{1.55}\right)^2}} \quad (2.7)$$

onde i_s é expresso em MPa.ms e Z em $[m/kg^{1/3}]$ de TNT.

Pressão Dinâmica ou efeito de sopro

Assim que acontece a passagem da onda de choque surge uma pressão de origem dinâmica que resulta do fluxo de ar, gases e produtos de combustão. A pressão dinâmica vai causar cargas de arrastamento sobre a estrutura. A pressão dinâmica pode ser determinada com base na seguinte relação apresentada por Rankine e Hugoniot [42].

$$q_s = \frac{5}{2} \frac{P_{so}^2}{(7P_a + P_{so})} \quad (2.8)$$

onde P_a é a pressão atmosférica do nível do mar, expresso em kPa ou MPa. A carga dinâmica atuante numa estrutura é dado por:

$$F_{dinamico} = q_s \times C_D \times A_{proj} \quad (2.9)$$

onde C_D e A_{proj} são o coeficiente dinâmico de arrastamento e a área da estrutura sob consideração projetada sobre o plano normal à direção de fluxo de abordagem, respetivamente.

O coeficiente C_D depende da geometria da estrutura e da velocidade das partículas. A Tabela 2.6 mostra os valores recomendados pela UFC [18] para o coeficiente de arrastamento em função da pressão de pico dinâmico para a cobertura, paredes laterais e traseira do edifício. Quando a face do edifício é exposta diretamente pela onda explosiva, o coeficiente de arrastamento, C_D toma o valor unitário. Os valores negativos de C_D indicam a sucção [18].

Tabela 2.6: Valores recomendados do coeficiente de arrastamento para coberturas, paredes laterais e traseira (Adaptado de [18])

Pressão de pico dinâmico kN/m ²	Coeficiente de arrastamento C_D
0 - 172	-0.4
172 - 345	-0.3
345 - 896	-0.2

Características das ondas de choque refletidas

Quando a onda de choque atinge uma superfície sólida de uma estrutura, verifica-se a reflexão e a amplificação da mesma (Fig 2.19). Se a onda de choque embate perpendicularmente à superfície da estrutura (Fig. 2.18) a reflexão poderá ser classificada como uma reflexão normal.

Consequentemente, a onda de choque sofre um aumento de pressão para a pressão de pico refletida P_r , por sua vez a duração das fase positiva e negativa não se alteram.

De acordo com [18, 54], para fins de cálculo, é normal adotar uma posição conservativa para a determinação da pressão produzida por uma explosão não confinada, isto é, considerar que a estrutura é rígida, para que não haja dissipação de energia devido à deformação da superfície.

Existem diversas formulações para estimar a sobrepressão de pico refletida, dos

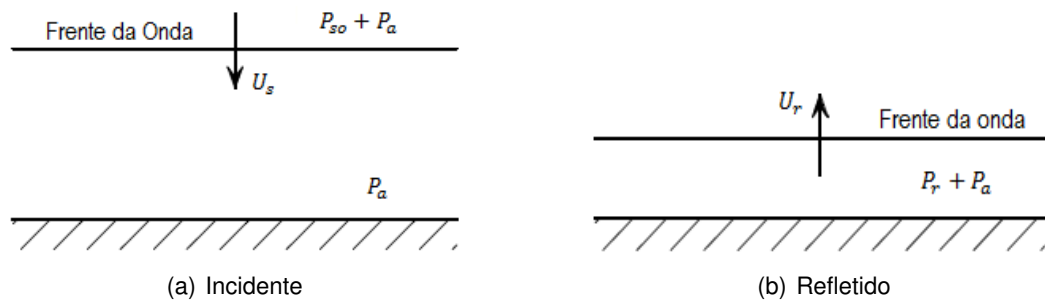


Figura 2.18: Reflexão normal da onda de choque (Adaptado de [54])

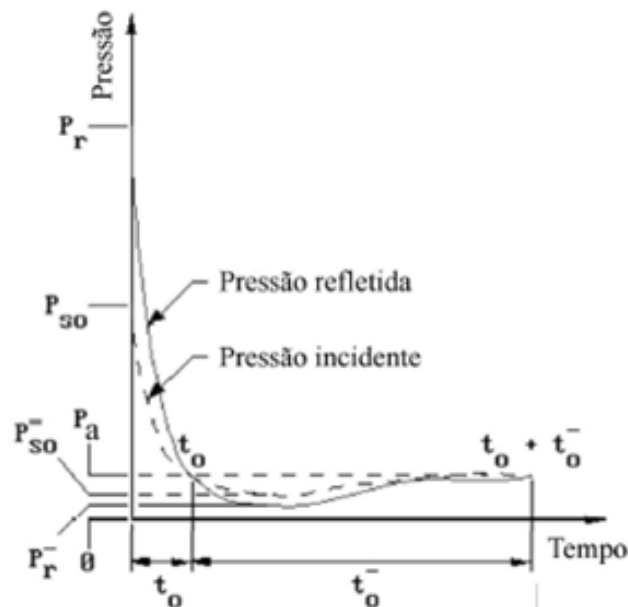


Figura 2.19: Caso refletido de uma explosão aérea perfeita (Adaptado de [18])

quais destacam-se as soluções de Rankine-Hugoniot [42], Newmark [40] e as soluções gráficas definidas por UFC [18].

Assim, Rankine-Hugoniot [42] definiram uma solução que permite calcular a sobrepressão de pico refletida em função da pressão atmosférica e da sobrepressão incidente, como sendo (2.10):

$$P_r = 2P_{so} \left(\frac{7P_a + 4P_{so}}{7P_a + P_{so}} \right) \quad (2.10)$$

Alternativamente, Newmark [40] definiu uma equação para determinar a sobrepressão de pico refletida (expresso em psi), aplicável para pressões incidentes inferior a 40 psi (0.27 MPa).

$$P_r = C_r \times P_{so} = (2 + 0.0073P_{so}) \quad (2.11)$$

Conhecido impulso incidente (i_s) e as sobrepressões de pico, pode estimar-se em termos práticos, o impulso refletido necessário para o cálculo da carga do impulso total no painel através da seguinte expressão (2.12).

$$i_r = i_s \frac{P_r}{P_{so}} \quad (2.12)$$

A reflexão regular (ou oblíqua) ocorre quando a onda de choque embate sobre uma superfície inclinada em relação à frente da onda, com um ângulo de incidência entre 0° e 40° (Fig. 2.20) e entre 40° a 90° . No entanto, até aos 40° ocorre o fenômeno *mach stem*. Como resultado, a pressão refletida causada pela reflexão regular é maior do que a pressão refletida causada pela reflexão normal. Além disso, o ângulo refletido não será igual ao ângulo de incidência.

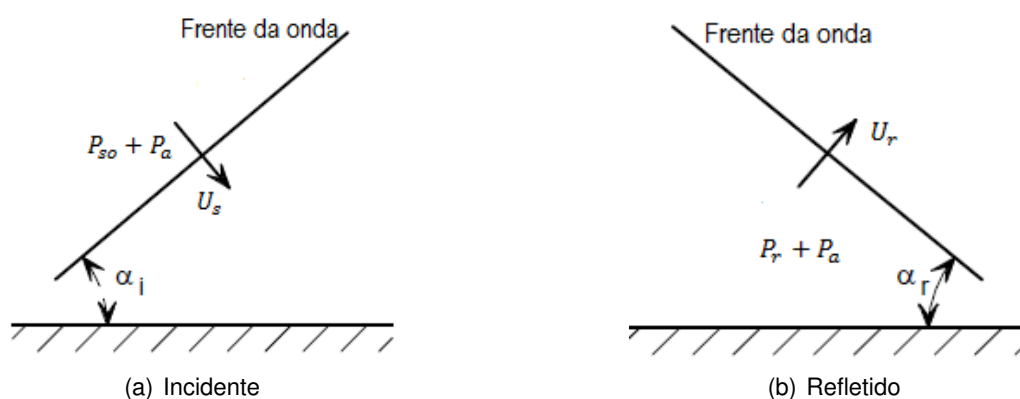


Figura 2.20: Reflexão regular (oblíqua) de onda de choque (Adaptado de [54])

A sobrepressão de pico da frente de onda refletida pode ser determinada a partir do ábaco sugerido pela UFC [18] apresentado na Figuras 2.21, que permite obter o coeficiente de reflexão C_r , em função da magnitude da pressão e do ângulo de incidência. Um outro ábaco semelhante a este foi sugerido por Kinney&Graham [31], o qual também pode ser consultado em Kinney&Graham [31].

O coeficiente de reflexão C_r é dado pela expressão 2.13.

$$C_r = \frac{P_r}{P_{so}} \quad (2.13)$$

De forma alternativa, o UFC [18] apresenta soluções gráficas que permitem determinar diretamente os parâmetros da onda de choque, como é o caso da Figura 2.22 que apresenta a totalidade dos parâmetros para explosões aéreas perfeitas. Gráficos semelhantes também podem ser encontrados na UFC para diferentes tipos de explosões.

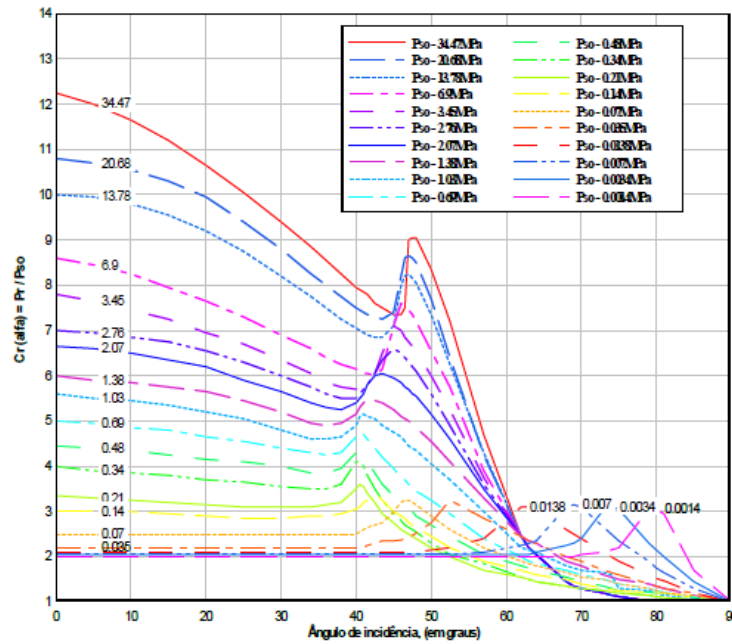


Figura 2.21: Coeficiente de reflexão em função do ângulo de incidência (Adaptado de [18])

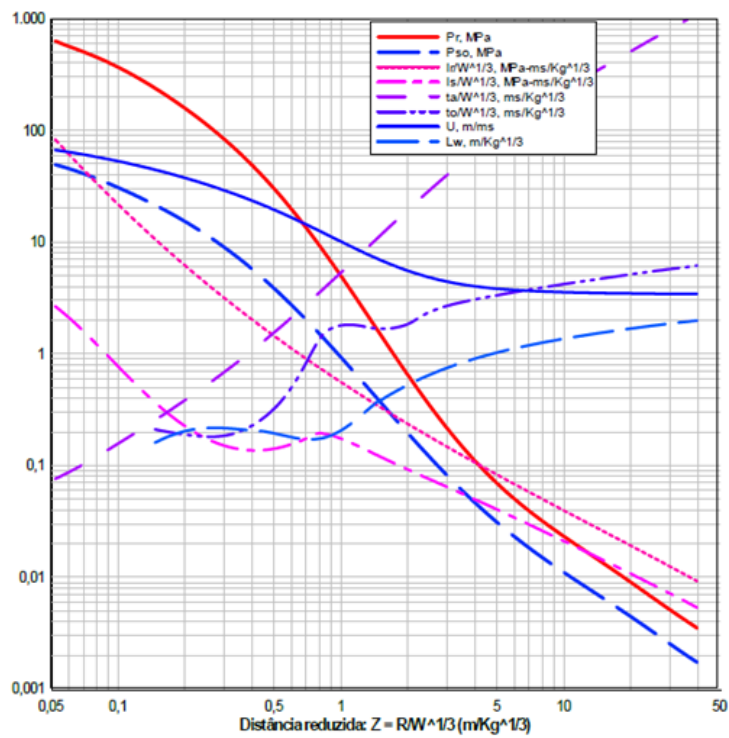


Figura 2.22: Parâmetros da onda de choque (fase positiva) para explosões aéreas perfeitas (Adaptado de [18])

Nota do ábaco da Figura 2.22:

P_r Pressão de pico refletida [MPa]

i_r Impulso refletido [MPa.ms]

P_{so} Pressão de pico incidente [MPa]

i_s Impulso incidente [MPa.ms]

t_a Tempo de chegada da onda de choque [ms]

t_o Duração da fase positiva [ms]

R Distância ao centro do explosivo [m]

U Velocidade da onda de choque [ms/m]

L_w Comprimento da onda de choque [m]

Idealização simplificada da pressão na fase positiva

A maneira mais simples, usualmente adotada para simular uma carga de explosão para fins de análise estrutural é com base numa distribuição triangular com pico de pressão (P_{so} ou P_r), que decresce linearmente com o tempo, dentro de um período de tempo muito curto, t_o . Esta simplificação é adotada porque a fase positiva é determinante para a resposta estrutural, enquanto a fase negativa é geralmente desprezada, pois é mais fraca e gradual.

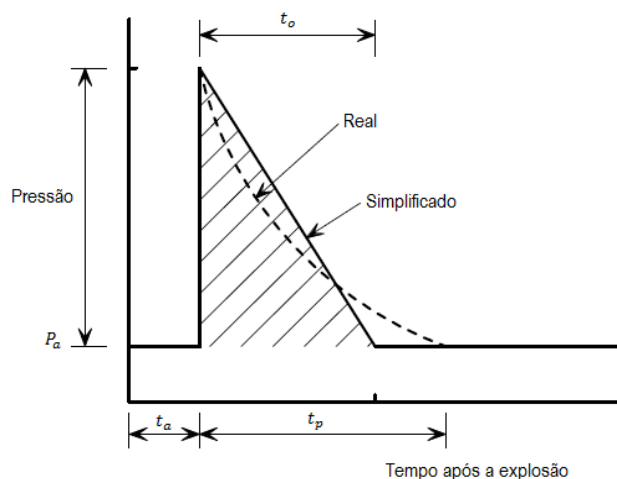


Figura 2.23: Idealização simplificada pressão - tempo da fase positiva (Adaptado de [54])

Assim, a relação pressão-tempo que descreve a simplificação é dado por:

$$P(t) = P_r \left(1 - \frac{t}{t_o}\right) \quad (2.14)$$

O impulso incidente e o refletido podem ser determinados a partir da seguinte expressão [44].

$$i_s = \frac{1}{2} P_{so} t_o \quad (2.15)$$

$$i_r = \frac{1}{2} P_r t_o \quad (2.16)$$

Esta simplificação é considerada adequada quando se utiliza modelos simplificados que se discutem no capítulo 4.

2.5 Resposta das Estruturas a cargas dinâmicas

As diferenças verificadas entre o comportamento de uma estrutura sujeita a cargas dinâmicas e cargas estáticas serão tanto maiores quanto maior for a pressão de pico e menor o tempo de duração da carga. Quando se dimensiona uma determinada estrutura para os efeitos de cargas dinâmicas não se pode considerar só o seu comportamento elástico. Para tal comportamento a estrutura teria um comportamento frágil e pouco económica e muito robusta, de forma resistir às elevadas cargas dinâmicas provenientes de uma explosão.

Uma estrutura sujeita a cargas dinâmicas deve ter elementos estruturais dimensionados de modo a permitir deformações plásticas [33]. É de salientar que os elementos estruturais com um comportamento mais dúctil têm maior capacidade de absorver energia e assim podem prevenir o colapso total ou parcial de uma estrutura. Devem ser evitados os modos de rotura frágeis, como, por exemplo, a rotura por esforço transversal. Para se garantir a necessária capacidade de deformação da estrutura deve-se garantir que são os mecanismos dúcteis (cedência por flexão, por exemplo) que controlam o comportamento da estrutura [4].

2.5.1 Regimes de Resposta

Quando uma estrutura ou elemento estrutural é solicitada por uma explosão, os tipos de respostas que podem ocorrer são definidos como: quase-estático, dinâmico e impulsivo. A classificação vai depender da relação entre o tempo de duração da explosão t_o e o período natural da estrutura, T_n (Tabela 2.7).

Note-se que, tendo em conta que cada elemento tem o seu próprio período natural de vibração, os diferentes elementos de uma estrutura sujeita a uma mesma explosão podem ter regimes de resposta diferentes [54].

Tabela 2.7: Regimes de resposta (Adaptado de [54])

Regime de Resposta	Razão duração e período da estrutura
Impulsivo	$t_o/T_n < 0.4$
Dinâmico	$0.4 < t_o/T_n < 2$
Quase - Estático	$t_o/T_n > 2$

Em geral, no regime de resposta impulsiva presume-se que o tempo de duração das cargas explosivas é muito mais curto em comparação com o período natural do elemento estrutural. Deste modo, o sistema estrutural não tem tempo para responder de forma significativa. Portanto, no limite, este tipo de carregamento vai produzir uma mudança instantânea da velocidade do sistema. Assim, o comportamento é determinado igualando a energia cinética com a energia de deformação [54].

Evidentemente, que uma carga de explosão é carga impulsiva, uma vez que tem um período de duração muito curto quando é aplicado sobre a estrutura, ou seja, cerca de 1000 vezes mais curto que o período da estrutura [1].

Por outro lado, o carregamento é considerado quase-estático, quando a duração da carga dinâmica é bastante superior ao período natural da estrutura, isto é, a carga permanece constante enquanto a estrutura atinge o deslocamento máximo, sendo limitado pela resistência da estrutura. No limite, o trabalho realizado pela força é igualada à energia de deformação do sistema [54].

Por fim, quando o tempo de atuação das cargas da onda de choque é semelhante ao período natural da estrutura, a carga é de natureza dinâmica. A resistência da estrutura neste tipo de regime é maior do que num regime estático [54].

2.5.2 Propriedade dos materiais

Quando uma estrutura é sujeita a uma carga dinâmica, os materiais vão sofrer um aumento de resistência devido aos efeitos de inércia que surgem quando a estrutura resiste as mudanças bruscas de velocidades provocadas pela chegada da onda de choque.

Portanto, na modelação de materiais sujeitos a cargas de explosões é fundamental ter em conta a alteração das propriedades mecânicas dos materiais devido a rápida aplicação da carga. Para tal, é necessário converter as propriedades estáticas dos materiais para dinâmicas, recorrendo ao uso do Fator de Incremento Dinâmico (*DIF*), que representa a razão entre a resistência dinâmica e a resistência estática. Este fator é caracterizado em termos da velocidade de deformação, que pode ser definida como a derivada da deformação aplicada em relação ao tempo.

Note-se que, a resistência do material será maior quanto maior for a velocidade de deformação e conseqüentemente maior será o *DIF*. Numa estrutura de betão

armado sujeita a cargas de explosão, as resistências à compressão e à tração do betão são claramente maiores comparativamente aos valores obtidos em condições de carga estática. É ilustrada na Figura 2.25, exemplos de velocidades de deformação para diferentes tipos de ações.

Apresenta-se na Figura 2.24, a metodologia iterativa seguida para incluir os efeitos da velocidade de deformação na análise estrutural. Em primeiro lugar, deve-se realizar uma análise preliminar sem a consideração da velocidade de deformação, isto é, com $DIF=1$. De seguida, calcula-se a velocidade de deformação e os $DIFs$ correspondentes dos diferentes materiais que constituem a estrutura através dos resultados obtidos na análise preliminar. Depois, executa-se novamente a análise com os $DIFs$ estimados anteriormente por forma a determinarem-se novos $DIFs$ que depois são comparados os $DIFs$ anteriores. Este procedimento é repetido até que não haja mudanças significativas entre duas análises.

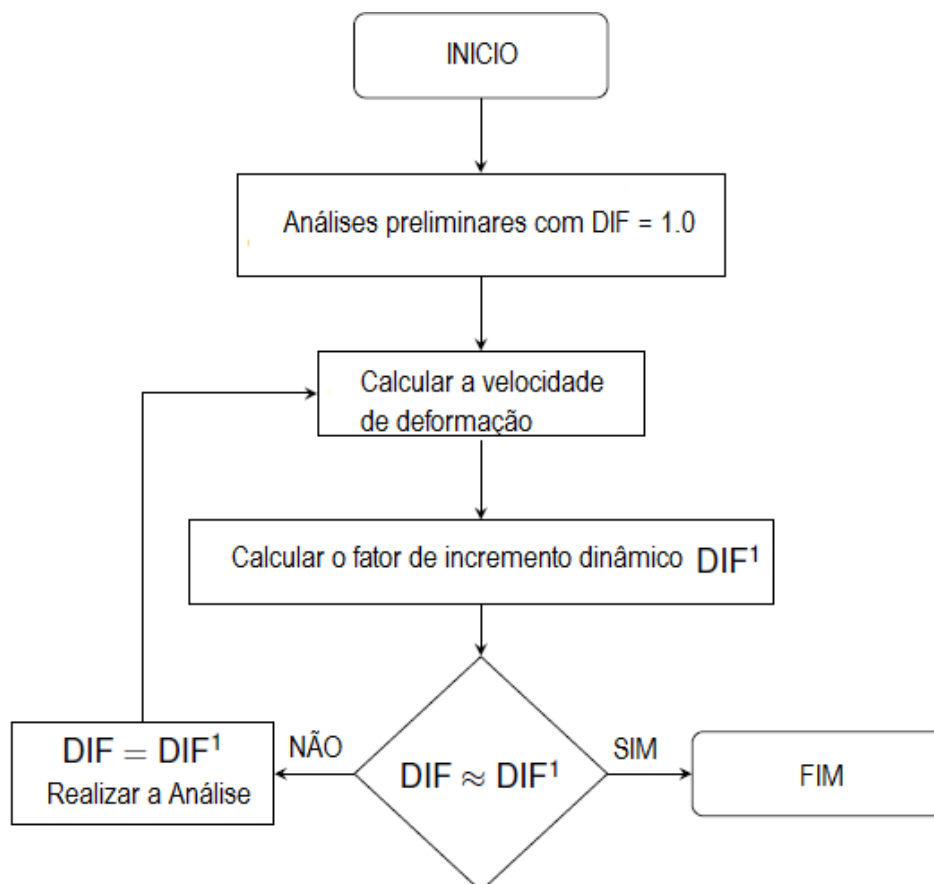


Figura 2.24: Procedimento para incorporar os efeitos da velocidade de deformação (Adaptado de [6])

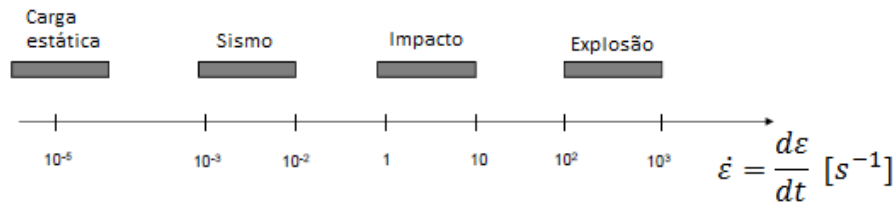


Figura 2.25: Velocidades de deformação para diferentes tipos de ações (Adaptado de [1])

Propriedades dinâmicas do betão

Geralmente, utiliza-se a formulação de Malvar & Crawford [35] para determinação do *DIF* da resistência à tração e à compressão do betão.

Para a resistência à compressão do betão, o *DIF* é dado por:

$$DIF = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_s}\right)^{1.026\alpha_s}, & \text{se } \dot{\varepsilon} \leq 30s^{-1} \\ \gamma_s \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_s}\right)^{1/3}, & \text{se } \dot{\varepsilon} > 30s^{-1} \end{cases} \quad (2.17)$$

onde $\dot{\varepsilon}$ representa a velocidade de deformação, válida no intervalo 30×10^{-6} a $300s^{-1}$, $\dot{\varepsilon}_s = 30 \times 10^{-6}s^{-1}$ (taxa de deformação); $\log\gamma_s = 6.156 \alpha_s - 2$; $\alpha_s = 1/(5+9f_c/f_{c0})$; $f_{c0} = 10$ MPa.

Relativamente à resistência à tração Malvar Crawford [35] propõem a seguinte expressão:

$$DIF = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_s}\right)^\delta, & \text{se } \dot{\varepsilon} \leq 1.0s^{-1} \\ \beta \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_s}\right)^{1/3}, & \text{se } \dot{\varepsilon} > 1.0s^{-1} \end{cases} \quad (2.18)$$

onde a velocidade de deformação ($\dot{\varepsilon}$) é válida no intervalo 10^{-6} a $160s^{-1}$, $\dot{\varepsilon}_s = 10^{-6}s^{-1}$ (taxa de deformação); $\log\beta = 6.156 \alpha_s - 2$; $\alpha_s = 6\delta - 2$; $\delta = 1/(1+8f_c/f_{c0})$; $f_{c0} = 10$ MPa.

É importante salientar que, a velocidade de deformação também modifica o módulo de elasticidade do betão, segundo Bischoff e Perry [12] esta alteração é devida à diminuição das micro-fendas internas para um dado nível de deformação (Fig. 2.26).

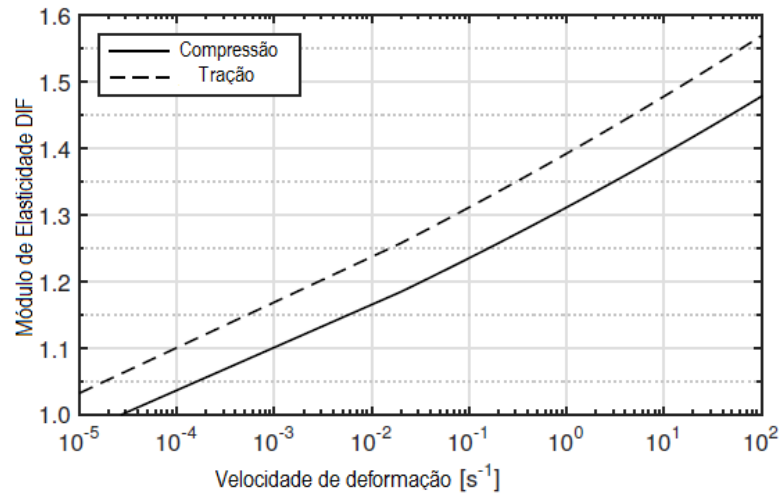


Figura 2.26: Fatores de incremento dinâmico para o módulo de elasticidade do betão (Adaptado de [35])

Propriedades dinâmicas do aço

Conforme referido, a velocidade de deformação também altera as propriedades dos varões de aço. As modificações são tidas em conta no aumento da tensão de cedência e da tensão de rotura do aço, apesar do módulo de elasticidade do aço se manter constante independentemente da velocidade de deformação.

No entanto, Malvar e Crawford [34] sugeriram uma formulação onde o *DIF* pode ser aproximado por:

$$DIF = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}} \right) \quad (2.19)$$

em que para a tensão de cedência, $\alpha = \alpha_{fy}$

$$\alpha_{fy} = 0.074 - 0.040 \times \frac{f_y}{414} \quad (2.20)$$

em que para a tensão última, $\alpha = \alpha_{fu}$

$$\alpha_{fu} = 0.019 - 0.009 \times \frac{f_y}{414} \quad (2.21)$$

Comportamento de um painel de betão armado sob cargas dinâmicas

Normalmente, uma estrutura de betão armado apresenta um mau desempenho sob cargas dinâmicas, quando comparado com as cargas estáticas, originando a ocorrência de vários mecanismos nos elementos estruturais, tais como: efeito de *spalling*, rotura por flexão e rotura por corte [39]. De seguida descrevem-se, de

forma resumida estes fenômenos, focando nos eventos explosivos detonados a uma certa distância do elemento estrutural.

Uma onda de choque provocada por uma pequena explosão a curta distância, ao embater na superfície de um painel de betão armado vai refletir parte da energia para fora do painel e a restante, com proporções significativas, vai-se propagar através do painel como se fosse uma onda de compressão. Quando esta onda chegar à face tardoz do painel existe uma nova reflexão, na qual uma parte da energia propaga-se de novo para dentro do painel e a outra parte propaga-se para o ar. A onda de compressão refletida e a onda de compressão incidente ao chocarem vão gerar grandes tensões na face tardoz da placa. O betão na face tardoz, ao não resistir às elevadas tensões, parte-se e as suas partículas são projetadas para fora do painel a alta velocidade. Chama-se a este fenómeno o efeito de *spalling* (Figura 2.27a) [39].

Por outro lado, quando um explosivo é detonado a uma distância não muito curta de um painel de betão, a rotura mais provável de ocorrer é por flexão (Figura 2.27b). Nestes casos a rotura dá-se na zona de maior momento a meio do vão (caso da viga simplesmente apoiada). Se acontecer a rotura total, esta passa por 3 fases: na primeira fase ocorre a fendilhação na face tardoz do painel, na segunda fase as armaduras entram em cedência e na terceira fase as armaduras entram em rotura e pode haver esmagamento do betão devido a efeitos de compressão na face frontal. A rotura por flexão é, por norma, uma rotura dúctil [4, 39] desde que a quantidade de aço não seja excessiva, situação que poderia ocorrer a rotura por esmagamento do betão na face comprimida sem a cedência do aço na face tracionada.

O modo de rotura mais provável quando um explosivo é detonado a uma distância muito curta de um painel de betão armado, é a rotura por corte. Este modo de rotura ocorre antes que o painel tenha capacidade de mobilizar a resistência à flexão. A rotura acontece onde os esforços de corte são maiores, isto é em zonas localizadas, por exemplo, nos apoios. O painel de betão, nestes casos, parte-se e podem ser projetados destroços a alta velocidade. Este tipo de rotura tem um comportamento frágil. Contudo, o efeito de *spalling* pode ainda acontecer localmente (Figura 2.27c), [39].

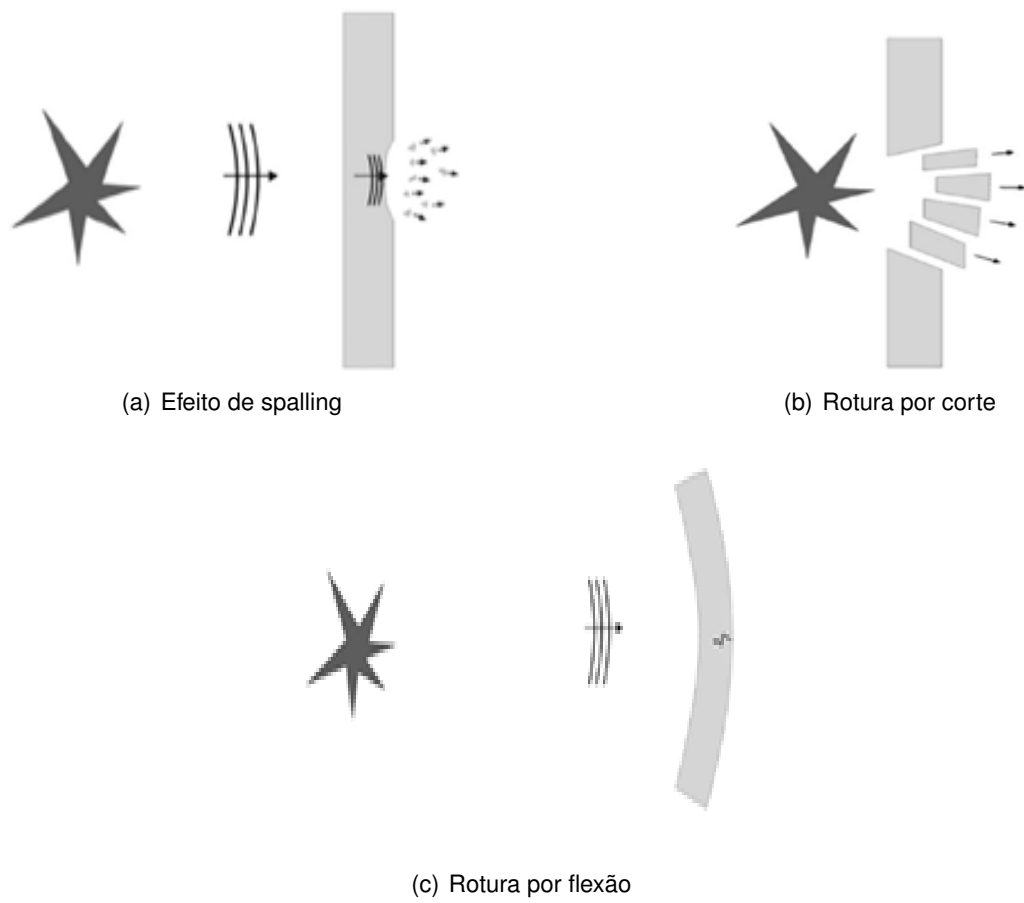


Figura 2.27: Fenómenos resultantes de uma detonação sobre um painel de betão armado [39]

Capítulo 3

Ensaaios dos materiais e campanha experimental dos painéis

3.1 Introdução

Foram realizados diversos estudos com intuito de investigar o desempenho de modelos estruturais quando sujeitos as cargas de explosão. De entre as soluções possíveis é apresentada e analisada nesta dissertação, uma solução que pretende contribuir no aumento da resistência e mitigação dos danos nas estruturas quando sujeitas a ações de explosão. Os ensaios foram realizados no Campo Militar de Santa Margarida, no âmbito do projeto de investigação - "*Segurança e Integridade Estrutural de Edifícios Estratégicos face a Explosões acidentais ou provocadas - SI4E*".

O transporte, armazenamento e manuseamento dos materiais explosivos foram executados por militares competentes de acordo com as normas e procedimentos de segurança aprovadas pelo Exército Português.

Pretende-se investigar o desempenho dos painéis quando sujeitos à pressão exercida pela onda de choque proveniente de uma explosão, de modo a desenvolver estruturas capazes de responder de uma forma adequada a situações idênticas, como por exemplo a ataques terroristas, explosões etc.

Os painéis em estudo, podem vir a ser utilizados na proteção das estruturas tais como, edifícios de habitação, edifícios governamentais, quartéis militares, edifícios industriais, terminais de transporte, aeroportos, centros comerciais, escolas, pontes etc.. Uma outra aplicação possível será reforçar estruturas e infra-estruturas existentes com painéis de fachada pré-fabricados.

Refere-se finalmente que os painéis foram executados pela empresa Concremat-Pré-Fabricação e Obras Gerais S.A..

Assim, neste capítulo será feita uma descrição dos ensaios realizados, bem como

dos principais objetivos inerentes, sistema de monitorização utilizado, e resultados obtidos. Por último será efetuada a interpretação dos resultados obtidos.

3.2 Definição e geometria dos modelos experimentais

Os painéis foram caracterizados e designados pelas seguintes siglas: TJ-Ref, TJ-1, TJ-2 e TJ-3. Correspondendo a sigla TJ-Ref ao painel de referência e as restantes designações aos sistemas de painéis *sandwich* com aglomerado negro de cortiça.

Para determinar os principais parâmetros de resistência dos materiais constituintes dos painéis (betão, aço e aglomerado negro de cortiça) foram efetuados ensaios que se descrevem na secção relativa às propriedades mecânica dos materiais.

De seguida, descrevem-se as principais características dos painéis pré-fabricados.

3.2.1 Descrição dos painéis

Modelo de referência (TJ-Ref)

Este painel, com $2.60 \times 2.00 \times 0.12$ m é constituído por uma lâmina de betão armado com malha inferior de $\phi 6/0.125$ em ambas as direções, sem armadura superior, tal como pode observar na pormenorização apresentada na Figura 3.1.

Tal como o próprio nome indica, este painel servirá de base para comparação com os restantes modelos experimentais.

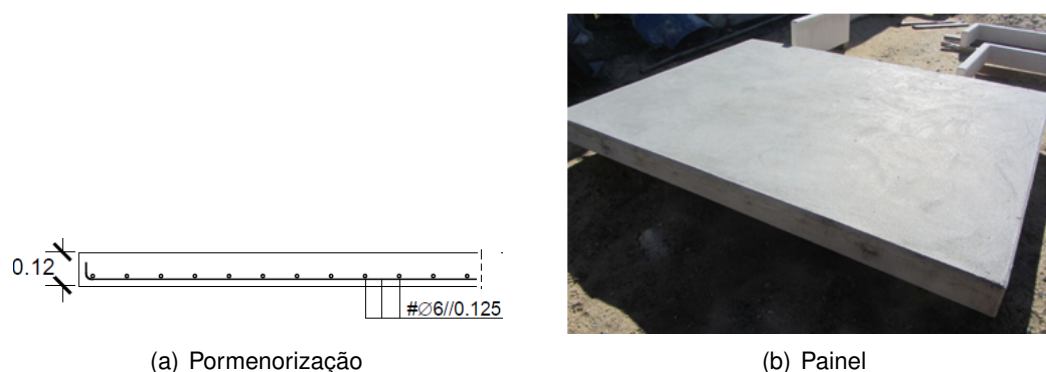


Figura 3.1: Painel referência TJ-REF.

É importante referir que foram produzidos 3 painéis de referência, por motivos de segurança, uma vez que caso um falhasse poderia-se recorrer aos restantes.

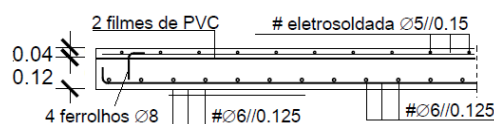
Modelos *Sandwich*

Serão agora tratadas as principais características dos modelos *sandwich* que foram propostos neste trabalho, destacando-se, os modelos com aglomerado negro de cortiça e o modelo com filmes de *PVC*. No entanto, antes de se iniciar este estudo, é importante clarificar que a lâmina inferior de betão armado dos modelos é igual ao painel de referência (com 0.12m de espessura) e que a lâmina superior de betão tem 0.04m de espessura.

Painel TJ-1

O primeiro modelo consiste num painel que contém dois filmes de *PVC* entre duas lâminas de betão.

Do ponto de vista estrutural, o modelo comporta-se de forma semelhante ao painel de referência (TJ-Ref), sendo a única diferença o facto deste painel ter uma lâmina superior de betão armado de 0.04m de espessura com uma malha eletrosoldada $\phi 5//0.15$, e também, com a adoção dos dois filmes de *PVC*.



(a) Pormenorização



(b) Painel

Figura 3.2: Painel *sandwich* com filmes de *PVC* (Painel TJ-1)

Por ser um acréscimo da camada superior muito reduzido, este não vai introduzir um aumento significativo da resistência à flexão do modelo. No entanto, este acréscimo terá influência no aumento da massa do painel, tal como se pode observar na Figura 3.2.

Painel TJ-2

O painel designado por TJ-2, é o segundo sistema *sandwich* ensaiado e é o primeiro dos dois modelos com aglomerado negro de cortiça. Como referido anteriormente, entre as duas camadas de betão (superior e inferior) encontra-se o aglomerado negro com 0.05 m de espessura, como se pode observar na Figura 3.3.

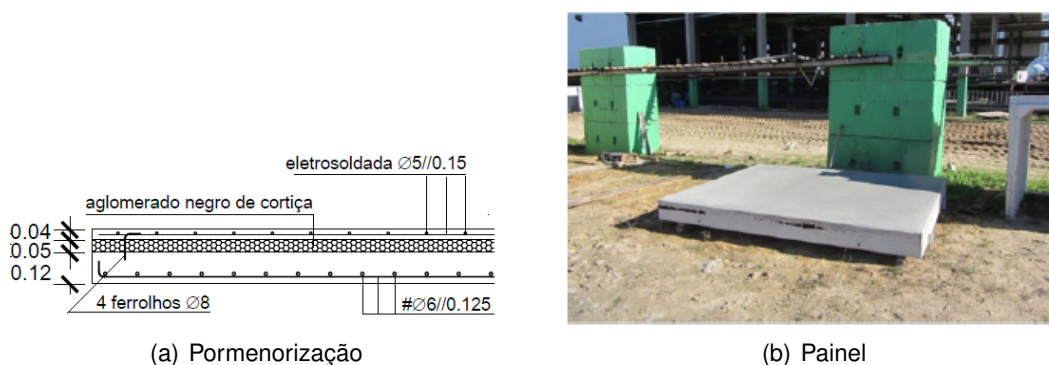


Figura 3.3: Painel *sandwich* com aglomerado negro de cortiça (Painel TJ-2)

Do ponto de vista do comportamento estrutural, pretende-se que a camada de aglomerado negro de cortiça confira ao modelo maior capacidade de absorção de energia [51]. Refere-se também, o aumento da resistência e da rigidez do modelo, como foi visto no painel anterior.

Painel TJ-3

Trata-se do último sistema *sandwich* analisado na presente dissertação, foi designado através das siglas TJ-3 e difere do anterior (TJ-2) pelo facto de ter uma camada adicional de aglomerado de cortiça com 0.05m de espessura, ou seja, o painel TJ-3 tem no seu interior duas camadas de cortiças com 0.05m cada uma (Figura 3.4).

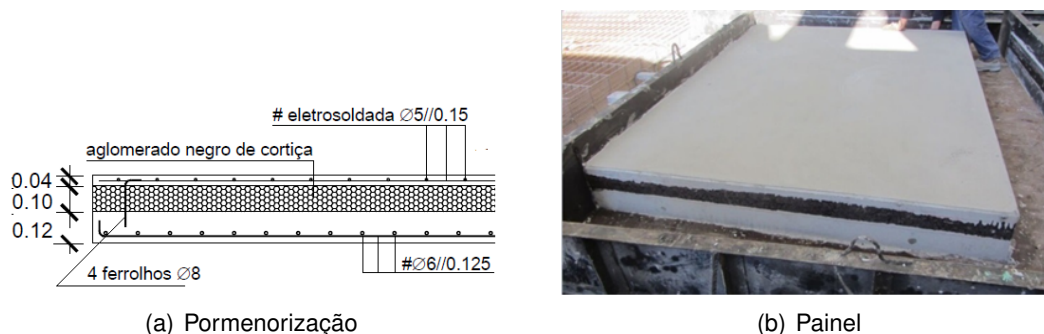


Figura 3.4: Painel *sandwich* com aglomerado negro de cortiça (Painel TJ-3)

Este último é o painel que à partida apresentará melhores características para resistir a ações de explosão.

Relativamente aos filmes de *PVC* adotados no painel TJ-1 é importante referir que o seu objetivo é permitir a separação dos dois painéis durante o fabrico, de modo a se comparar o desempenho com e sem aglomerado negro de cortiça.

Repare-se finalmente que nos painéis TJ-1 a TJ-3 a solidarização dos modelos foi efetuado apenas através de 1 ferrolho com $\phi 8$ em cada canto.

3.2.2 Propriedade mecânica dos materiais

Nesta secção são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas dos materiais utilizados nos modelos experimentais: betão, aço das armaduras, aglomerado negro de cortiça.

Os ensaios de caracterização foram concretizadas tendo em conta as recomendações propostas pelos respetivos documentos normativos e foram realizadas na empresa Concremat-Pré-Fabricação e Obras Gerais S.A., no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (*LNEC*) e no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Nova de Lisboa (*FCT/UNL*). É de notar que, os filmes de *PVC* não foram submetidos a nenhum tipo de ensaio, por serem considerados irrelevantes.

Betão

Neste ponto será descrito os ensaio em cubos de betão dos painéis. Os ensaios para a caracterização das propriedades mecânicas do betão foram realizados nas instalações da empresa Concremat-Pré-Fabricação e Obras Gerais S.A., com uma máquina de compressão com 3000 kN de capacidade máxima de carga.

A caracterização da resistência à compressão foi realizada com base em 12 provetes cúbicos de $150 \times 150 \times 150$ mm, sujeitos a uma força de compressão uniaxial, de acordo com os procedimentos presentes na NP EN 12390-1 [26]. Foram realizados ensaios aos 2, 7 e 28 dias de idade dos cubos de betão.

O equipamento utilizado e o respetivo ensaio podem ser observados na Figura 3.5.



Figura 3.5: Ensaio e rotura à compressão dos cubos de betão

Na Tabela 3.1 são apresentados os resultados da rotura dos provetes aos 2, 7 e 28 dias.

Tabela 3.1: Resultado da tensão de compressão dos ensaios dos cubos de betão

Painel	f_c (2 dias)	f_c (7 dias)	f_c (28 dias)	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
TJ-Ref	24.8	38.5	45.9	46.1
TJ-1	22.7	35.7	45.5	44.9
TJ-2	26.2	35.2	43.4	42.4
TJ-3	22.8	38.2	45.4	46.8
Valor médio	24.1	36.9	45.1	

Como pode-se observar, o valor médio da resistência à compressão dos cubos de betão ($f_{c,cubos}$) aos 28 dias é de 45.1 MPa. Para a determinação da tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos (f_{cm}) considerou-se a seguinte expressão:

$$f_{cm} = 0.9f_{c,cubos} \quad (3.1)$$

Relativamente a Equação 3.1 importa referir que o EC2 recomenda que o valor da tensão média, f_{cm} seja cerca de 80 % da tensão resistente de compressão dos cubos de betão, $f_{c,cubos}$, no entanto, a partir dos ensaios experimentais [30] tem-se verificado que a tensão média está próxima dos 90 % da tensão resistente de compressão dos cubos de betão (Equação 3.1).

Uma vez determinada a tensão média de rotura do betão, há ainda que calcular a tensão característica do betão (f_{ck}), de modo a possibilitar classificar o betão. Este cálculo, também pode ser conseguido segundo o EC2 [27] (Equação 3.2) e segundo NP EN 206.1 [26] (Equação 3.3).

$$f_{ck} = f_{cm} - 8MPa \quad (3.2)$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 3MPa \quad (3.3)$$

A classe de betão obtida a partir das expressões anteriores, foram o C30/37 (Equação 3.3) e C35/45 (Equação 3.4).

Para efeitos de cálculo considera-se $f_{cm} = 40.6$ MPa.

De acordo com o EC2 [27] é possível estimar o módulo de elasticidade através do seu valor médio da tensão de rotura à compressão, f_{cm} . Para tal, o Eurocódigo apresenta a Equação 3.4 para determinar o módulo de elasticidade do betão:

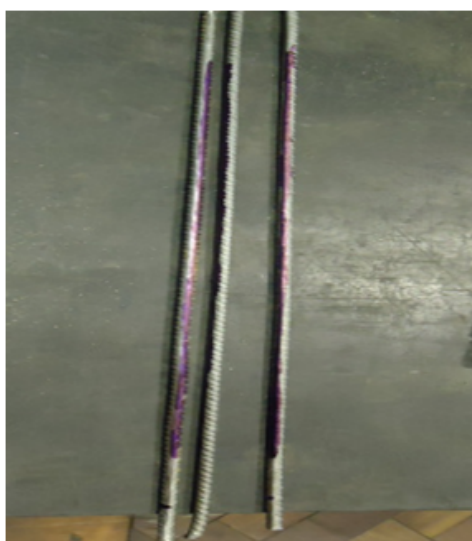
$$E_{cm} = 9.5 \times f_{cm}^{1/3} \quad (3.4)$$

com E_{cm} em GPa. Da equação anterior obtêm-se $E_{cm} = 33$ GPa.

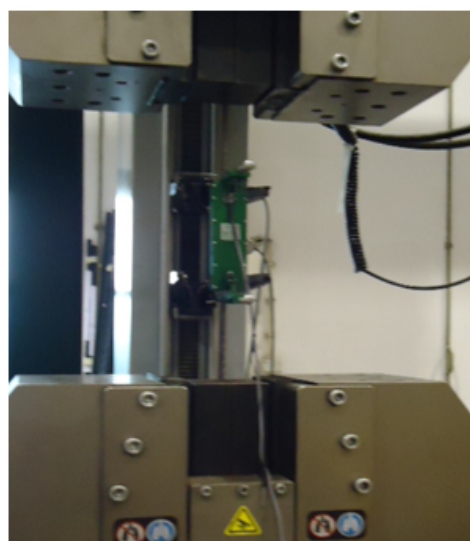
Armadura Longitudinal

Foram adotados varões de $\phi 6$, da classe A500 NR, como armadura longitudinal dos painéis, sendo posteriormente ensaiados três provetes com 500 mm de comprimento. Com objetivo de medir as extensões foram colocados dois extensómetros ao longo do comprimento dos provetes.

O ensaio de tração das armaduras foi realizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) numa máquina universal UPM/EQ 49 com capacidade máxima de 600 kN e foram conduzidos segundo a norma EN ISO 15630 - 1:2010 [28] e a norma EN ISO 6892 - 1:2009 [29].



(a) Provetes das armaduras



(b) Ensaio à tração das armaduras

Figura 3.6: Provetes e ensaio à tração das armaduras longitudinais $\phi 6$

Na Figura 3.7 é apresentado o diagrama tensão-deformação relativo aos ensaios dos varões de 6 mm.

Verificou-se que os extensómetros mediram extensões semelhantes, por isso na Figura 3.7 é apresentado apenas o resultado de um ensaio. Assim, é possível verificar que os varões de 6 mm não apresentam um patamar de cedência, apesar de serem laminados a quente. Este facto pode ter sido causado, pelo processo inerente ao fabrico dos varões, ou seja, os varões são normalmente enrolados, para posteriormente serem transportados e depois, desenrolados para se fazer as armaduras, então julga-se que durante este processo, os varões podem perder o patamar de cedência.

Na Tabela 3.2, apresentam-se os valores médios correspondentes à tensão de cedência (f_{ym}), tensão de rotura à tração (f_{tm}) e a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% ($f_{0,2m}$) dos provetes das armaduras ensaiados. Para o módulo de elasticidade considerou-se o valor de 200 GPa.

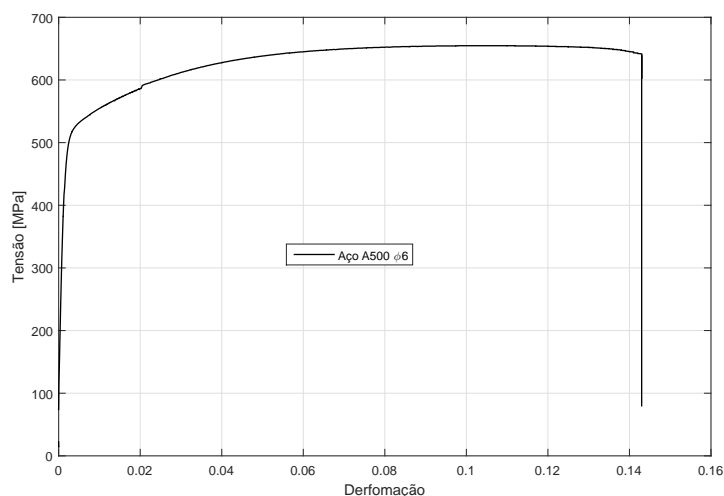


Figura 3.7: Diagramas tensão - deformação de um varão $\phi 6$

Tabela 3.2: Resultados dos ensaios das armaduras

Armadura	Classe	f_{ym} [MPa]	f_{tm} [MPa]	$f_{0.2m}$ [MPa]
$\phi 6$	NR	543	642	526

Aglomerado Negro de Cortiça

Com o objetivo de determinar as propriedades mecânicas do aglomerado negro de cortiça recorreu-se a ensaios de dois tipos de provetes que foram designados por *ProvC1* e *ProvC2*.

Foram preparadas e ensaiadas nove provetes, dos quais quatro provetes *ProvC1* com dimensões de $100 \times 100 \times 100$ mm e cinco provetes *ProvC2* com dimensões $100 \times 100 \times 50$ mm.

Os provetes (Fig 3.8) foram ensaiados no Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (*FCT/UNL*) e foram submetidas a uma força constante de compressão. Estes ensaios foram realizados na máquina universal *Zwick ZO 50* com uma capacidade de carga de 50 kN. Na Figura 3.8 é possível observar os respetivos provetes a serem submetidos a uma carga de compressão.

Refere-se também, que durante os ensaios foram impostas deformações máximas iguais a metade da espessura dos provetes, ou seja, foram impostas deformações máximas de 50 mm e 25 mm, com uma velocidade de 3 mm/min.

Seguidamente, são apresentados os resultados obtidos após a realização dos ensaios. Para tal recorre-se aos gráficos da tensão vs deformação (Figura 3.9).

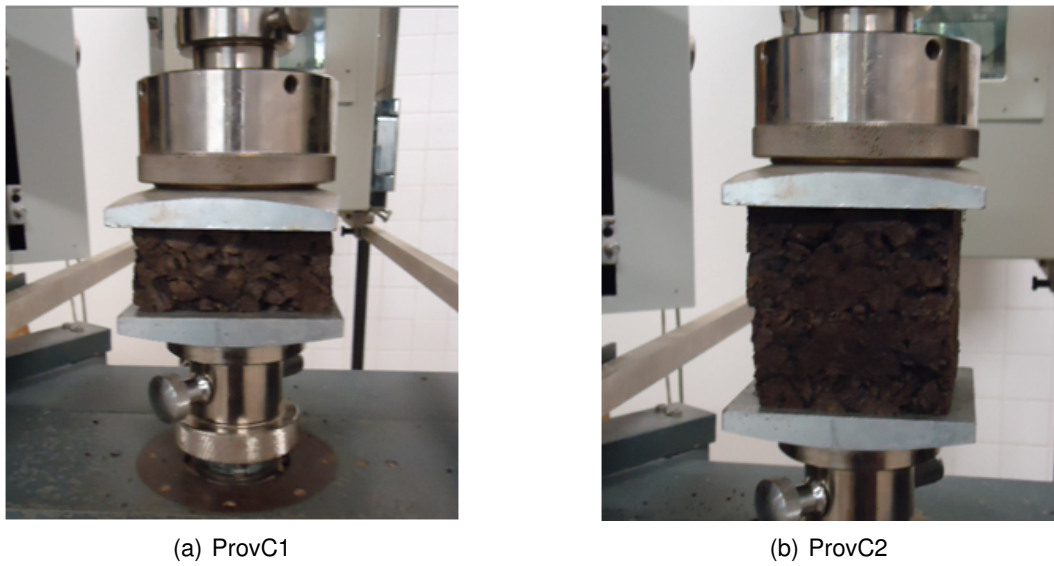
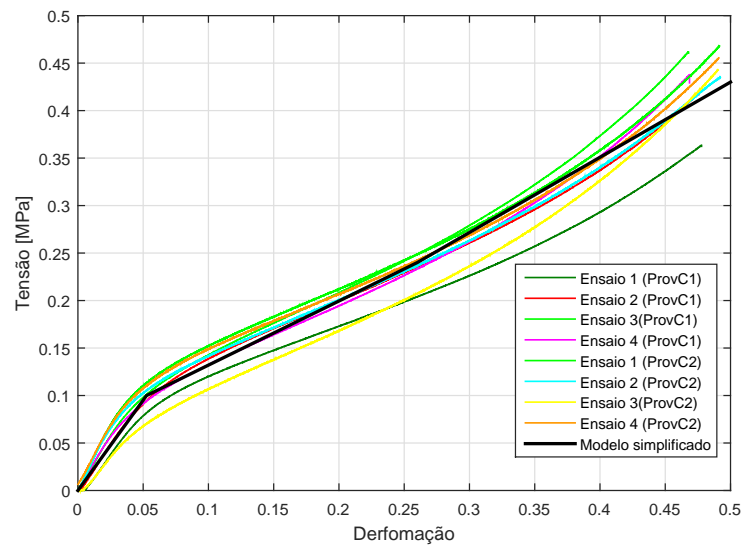


Figura 3.8: Ensaio à compressão dos provetes

Figura 3.9: Resultados dos ensaios dos provetes: *ProvC1* e *ProvC2*

Da observação dos gráfico verifica-se uma semelhança de resultados nos dois tipos de provetes e pode-se observar que o aglomerado negro de cortiça apresenta um comportamento bilinear, sugerindo-se o modelo de comportamento apresentado na Figura 3.10

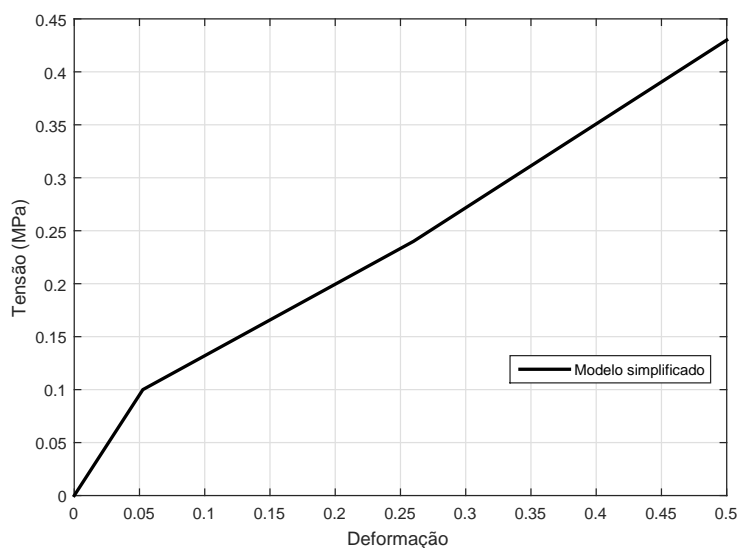


Figura 3.10: Proposta do modelo de comportamento do aglomerado negro de cortiça em compressão

A partir da representação média do comportamento da cortiça face a uma carga uniaxial de compressão é possível de forma simplificada, caracterizar a cortiça, determinando o módulo de rigidez dos dois troços, através do declive da equação da reta. Resultando um módulo de elasticidade de aproximadamente 1.90 MPa para fase elástica (troço 1) e um módulo de rigidez de 0.79 MPa para o troço 2.

3.3 Cargas de Explosão

Para a realização da campanha experimental, o explosivo utilizado foi a dinamite (*Eurodyn*) (Figura 3.11), que tem uma relação de força face ao *TNT* de 0.74.



(a) carga explosiva de 9.0 kg



(b) carga explosiva de 5.5 kg

Figura 3.11: Carga explosiva (Dinamite)

Para suspender as cargas de explosão foi necessário a utilização de um suporte

metálico com uma viga em consola, um montante e três elementos horizontais, sobre os quais foram colocados sacos de areia como contrapesos, conforme mostra a Figura 3.12. Este dispositivo de suporte é o que foi utilizado nos trabalhos experimentais de Gonçalves [24].

A distância R (m) acima do modelo, alinhado com o centro do painel e a carga explosiva foi medida através da graduação do dispositivo de suporte. Após suspender as cargas, estas foram amarradas por 3 tirantes em fio de sisal fixos em 3 pontos do solo de forma a garantir que a carga se mantivesse sempre alinhada verticalmente com o centro do painel e a impedir que houvesse oscilações por ação do vento.



(a) Contrapesos



(b) Colocação de carga explosiva

Figura 3.12: Montagem da estrutura para execução dos ensaios

Conforme mencionado, o suporte da carga é metálico, sendo suscetível as deformações por flexão quando sujeito aos efeitos explosivos. Por este motivo, e devido aos sucessivos rebentamentos de explosivos, a consola do dispositivo de suporte sofreu deformações por flexão (Figura 3.13), impossibilitando a colocação da carga de 9.0 kg à 3 metros de distância, como pré-definido inicialmente no projeto.

Deste modo, procedeu-se à alteração da carga de 9.0 kg para 5.5 kg e da distância R de 3.0 m para 2.0 m, como pode-se observar na Figura 3.14.



Figura 3.13: Dispositivo de suporte de carga de explosão - deformação por flexão



Figura 3.14: Posição final das cargas de explosão

Parâmetros da onda de choque

Conforme foi discutido no capítulo 2, para caracterizar uma explosão é necessário conhecer devidamente os parâmetros da onda de choque que definem a fase positiva. Para tal, foram determinados os parâmetros da explosão relativos à campanha experimental segundo as duas formulações discutidas, *UFC* [18] e Kinney & Graham [31]. Nas Tabelas 3.3 e 3.4 apresentam-se os parâmetros da onda de choque da fase positiva segundo *UFC* [18], e nas Tabelas 3.5 e 3.6 os obtidos de acordo com Kinney & Graham [31].

Tabela 3.3: Parâmetros da onda de choque segundo UFC [18]

	W	W_{TNT}	R	Z	i_r	P_r	b
Nº	[kg]	[kg]	[m]	[kg/m ^{1/3}]	[MPa.ms]	[kPa]	[-]
1	5.5	4.07	2.0	1.25	0.67	2598.6	9.9
2	7.5	5.55	3.0	1.69	0.51	1047.3	5.0
3	9.0	6.59	3.0	1.59	0.58	1254.57	5.6

Tabela 3.4: Parâmetros da onda de choque segundo UFC [18] - continuação

	i_s	P_{so}	t_o	t_a	L	U
Nº	[MPa.ms]	[kPa]	[ms]	[ms]	[m]	[m/ms]
1	0.23	562.3	2.81	12.9	0.46	13.0
2	0.19	282.5	3.03	25.3	0.77	6.26
3	0.21	324.7	3.15	24.0	0.77	6.58

Tabela 3.6: Parâmetros da onda de choque segundo Kinney&Graham [31] - continuação

	i_s	P_{so}	t_o	t_a	L	U
Nº	[MPa.ms]	[kPa]	[ms]	[ms]	[m]	[m/ms]
1	0.11	612.9	1.15	-	0.98	0.85
2	0.096	306.5	1.77	-	1.15	0.65
3	0.099	352.9	1.76	-	1.20	0.68

Apresentam-se na Figura 3.15 as curvas de pressão em função do tempo caracterizadas pela expressão de Friedlander modificada apresentada por Baker [8], para a formulação apresentada pela UFC [18].

Tabela 3.5: Parâmetros da onda de choque segundo Kinney&Graham [31]

	W	W_{TNT}	R	Z	i_r	P_r	b
Nº	[kg]	[kg]	[m]	[kg/m ^{1/3}]	[MPa.ms]	[kPa]	[-]
1	5.5	4.1	2.0	1.25	0.51	2933.8	3.1
2	7.5	5.6	3.0	1.69	0.37	1169.1	2.2
3	9.0	6.6	3.0	1.59	0.39	1410.9	2.4

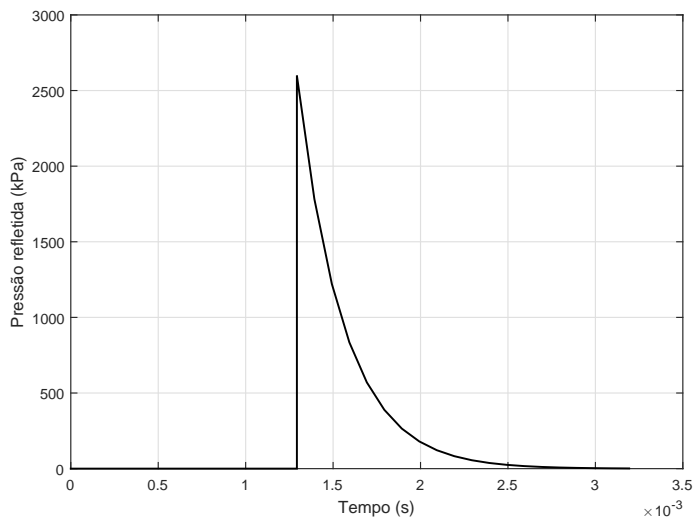
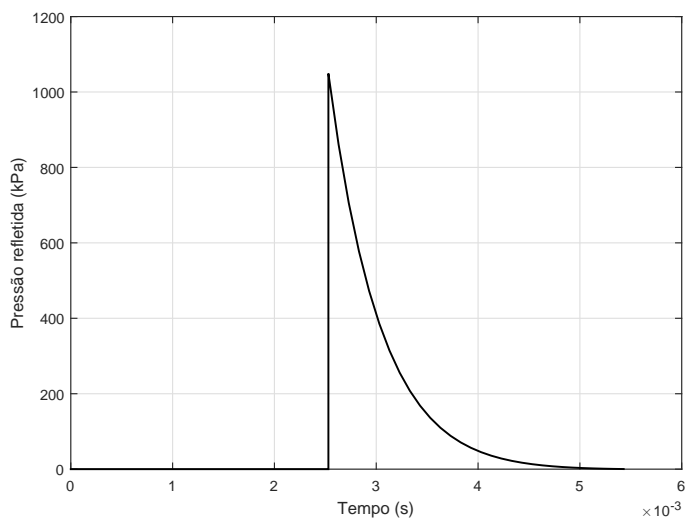
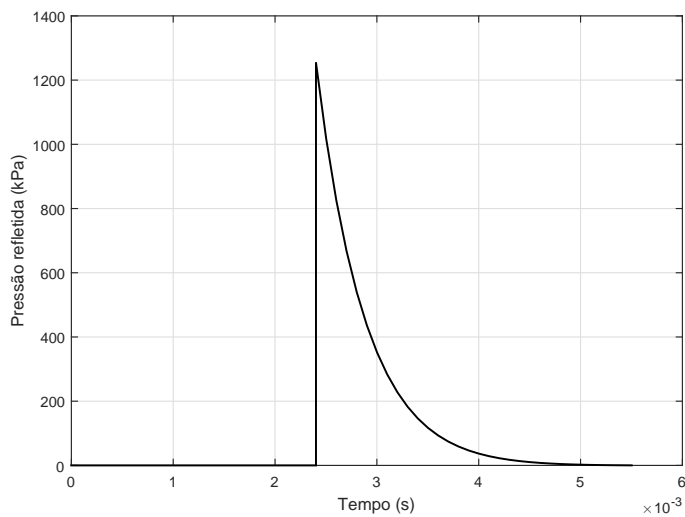
(a) Pressão-tempo $W = 5.5$ kg $R = 2.0$ m(b) Pressão-tempo $W = 7.5$ kg $R = 3.0$ m(c) Pressão-tempo $W = 9.0$ kg $R = 3.0$ m

Figura 3.15: Diagramas de pressão-tempo dos ensaios segundo UFC [18]

As diferenças existentes entre as duas formulações para a carga 5.5 kg suspensa a 2 metros são apresentados na Tabela 3.7 e de acordo com os resultados apresentados verifica-se que existe uma semelhança entre o resultado das pressões incidente e o das refletidas. No entanto, para os outros parâmetros observa-se que podem ser bastantes diferentes.

Tabela 3.7: Diferenças dos parâmetros da onda de choque entre as duas formulações

		i_r	P_r	b	i_s	P_{so}	t_o	L	U
W	W_{TNT}	Diferença[%]							
5.5	4.1	24	11	69	52	8	59	53	93
7.5	5.6	27	10	56	49	8	42	33	90
9.0	6.6	33	11	57	53	8	44	36	90

3.4 Metodologia dos Ensaiois

3.4.1 Descrição do sistema de ensaio

De modo a responder aos objetivos do presente trabalho, realizaram-se ensaios experimentais com painéis pré-fabricados para estudar os efeitos que as cargas resultantes da explosão geram sobre os painéis, ou seja, estudar o comportamento dos painéis quando sujeitos as ações de explosão.

Para base de apoio dos painéis foram adotadas quatro vigas em T invertido (com 0.30m de altura e 1.65m de comprimento), paralelas entre si, com um vão livre de 2.30m (Figura 3.16). Os painéis foram ensaiados na posição horizontal e submetidos a uma explosão não confinada (explosão aérea perfeita), sendo que neste tipo de explosão a onda de choque embate na estrutura sem sofrer qualquer amplificação devido as reflexões, dito por outro modo, o explosivo é detonado no ar, não existindo nenhum obstáculo entre o explosivo e o painel.

A campanha experimental foi realizada nos dias 17 de Dezembro de 2015, 23 e 24 de Janeiro de 2016.

Na Tabela 3.8, indicam-se os valores das cargas de explosão e as respetivas distâncias R de detonação em relação aos painéis. Alguns painéis foram ensaiados duas vezes.

Tabela 3.8: Quadro-resumo dos ensaios

Ensaio	Painel	Carga Explosiva [kg]	Distância R [m]
1	TJ-Ref - 1	7.5	3.0
2	TJ-Ref - 1	9.0	3.0
3	TJ-Ref - 2	9.0	3.0
4	TJ-Ref - 2	9.0	3.0
5	TJ-1 - 1	9.0	3.0
6	TJ-1 - 2	5.5	2.0
7	TJ-Ref - 3	5.5	2.0
8	TJ-2	5.5	2.0
9	TJ-3 - 1	5.5	2.0
10	TJ-3 - 2	5.5	2.0



Figura 3.16: Vigas de apoio dos painéis e a colocação do painel sobre as vigas

3.4.2 Sistema de Monitorização

Conhecidas as principais características dos painéis, os explosivos usados, o tipo de explosão a que os painéis estarão sujeitos, bem como todo o ambiente envolvente, é necessário também descrever o sistema de monitorização utilizado nos ensaios.

Com o objetivo de determinar as deformações máximas e residuais dos painéis recorreu-se a dois sistemas diferentes. O sistema A foi utilizado apenas no primeiro dia de ensaios, dia 17 de Dezembro de 2015. Contudo, em todos os dias dos ensaios, o primeiro e os dias 26 e 27 de Janeiro de 2016, foi utilizado o sistema B. É de salientar, que o sistema B foi a metodologia utilizada, também, por Manuel Gonçalves na sua campanha experimental [24]. Ambos os sistemas serão descritos de seguida:

Sistema A: foram utilizados 5 transdutores de pressão, dos quais dois estavam localizados na parte inferior do painel (para medir a pressão incidente), dois foram instalados junto ao bordo do painel (para medir a pressão incidente e refletida) e

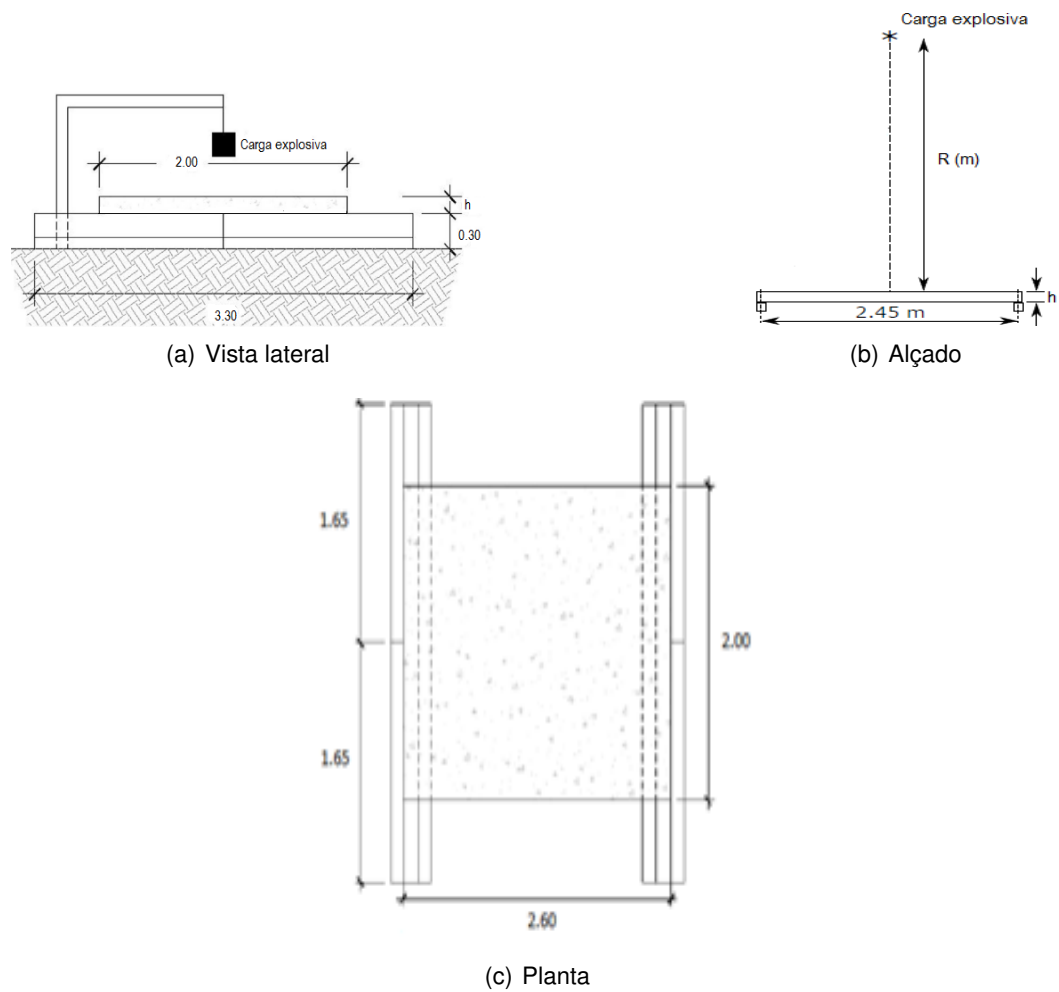


Figura 3.17: Representação esquemática do sistema de ensaio dos painéis

o último instalado aproximadamente a 1 metro da diagonal do painel para medir a pressão refletida, tal como se pode ver na Figura 3.18.

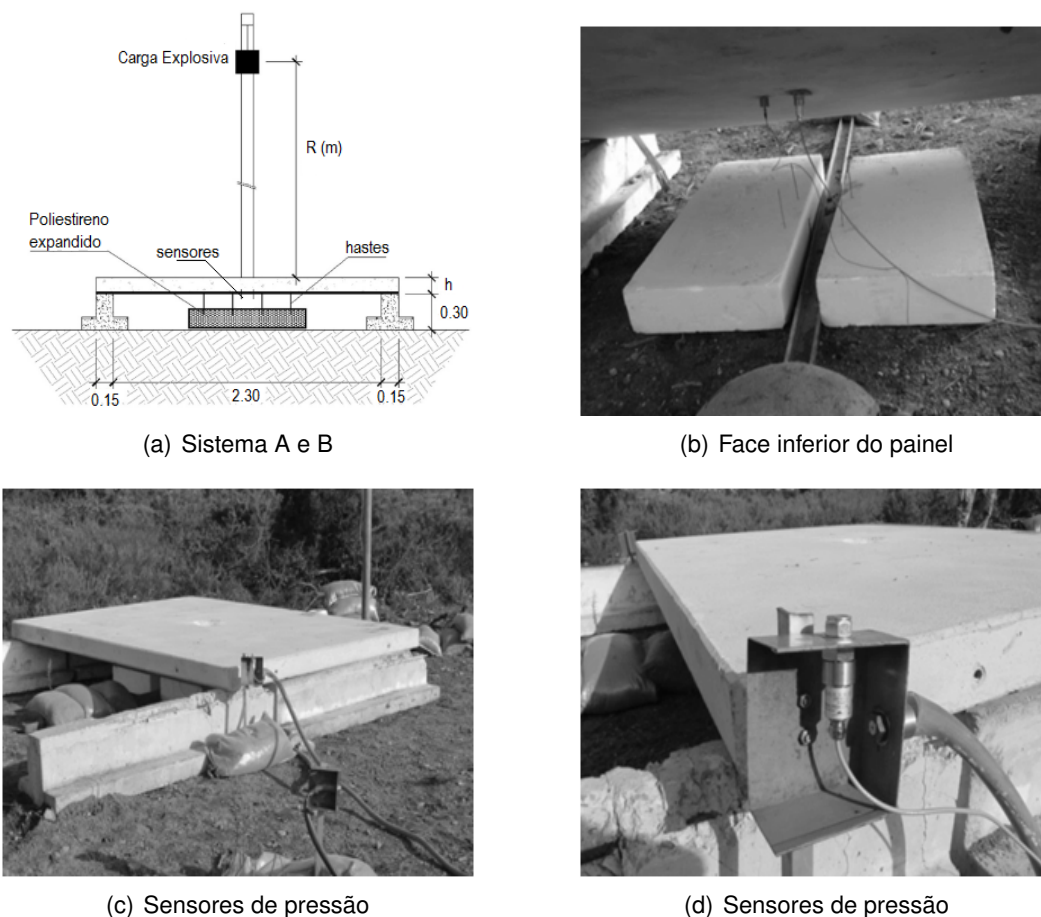


Figura 3.18: Sistema de Monitorização (Painel de referência)

Estes transdutores foram ligados a um equipamento de aquisição de dados *Data Logger*, que grava as pressões provenientes da onda de choque. Este equipamento encontrava-se a aproximadamente 6m dos painéis em ensaio, dentro de uma pequena caixa de madeira, que foi enterrada no terreno. Além disso, foi utilizado um computador portátil que permite a comunicação com o equipamento de aquisição de dados, e foi também necessário o recurso a uma antena para captar o sinal, tal como é possível observar na Figura 3.19.

Tendo em conta o local da realização dos ensaios foi necessário utilizar um gerador como fonte de eletricidade (Figura 3.19).

O principal objetivo destes sensores é medir as pressões máximas produzidas pela onda de choque. Contudo, este objetivo não foi alcançado devido à ocorrência de problemas técnicos.



Figura 3.19: Equipamentos utilizados no sistema de monitorização (sistema A)

Sistema B: foram utilizadas 6 a 8 hastes de arame com 200 mm de comprimento, 2 a 3 placas de poliestireno expandido com dimensões de 1.0 m × 1.0 m × 0.15m, uma régua de aço com 2 m de comprimento e uma fita métrica.

As hastes de arame foram inicialmente inseridas 30 mm nas placas de poliestireno expandido. Seguidamente o painel foi colocado em cima das hastes até ficar assente sobre as vigas de apoio, por forma a nivelar e a manter as hastes numa posição adequada para o ensaio. Posteriormente, retirou-se o painel de modo a marcar a profundidade final das hastes. Depois deste processo, o painel foi novamente colocado na posição de ensaio. Após o rebentamento das cargas explosivas foram feitas as leituras das deformações máximas: residual e instantânea.

As deformações residuais foram obtidas com recurso a uma régua de aço e a uma fita métrica e foram conseguidas colocando o centro da régua a meio-vão dos painéis medindo com a fita métrica a deformação da placa em relação à régua metálica. Esta medição foi feita antes e depois do rebentamento dos explosivos.

Quanto às deformações máximas, as leituras foram obtidas através da diferença entre a medição da profundidade previamente marcada e a nova profundidade das hastes após os efeitos dos explosivos.

O procedimento indicado para a obtenção das deformações máximas através do sistema B foi elaborado a fim de garantir um nível razoável de precisão na leitura das deformações.

Importa também referir o seguinte, para se obter resultados razoáveis e precisos, a carga explosiva e a distância R devem ser suficientes para que provoque danos visíveis (deformações, abertura de fendas) sobre os painéis, mas que ao mesmo tempo sejam suficientemente pequenas para evitar o colapso total da estrutura. Deste modo, o sistema de monitorização ideal seria o sistema A, pois recorre ao uso dos sensores medidores de pressão. Contudo, não foi o utilizado, uma vez que houve problemas técnicos no primeiro ensaio, como já referido.



Figura 3.20: Colocação das hastes nas placas de poliestireno expandido

3.5 Apresentação dos Resultados

Na presente secção serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios experimentais nomeadamente, a deformação máxima e residual, abertura residual das fendas, a ocorrência ou não de colapso total ou parcial.

1º e 2º Ensaio-Painel de referência TJ-Ref - 1

O painel de referência (TJ-Ref) foi submetido numa primeira fase a uma carga de 7.5 kg a 3 metros de distância. O resultado deste ensaio não provocou resultados significativos. Observaram-se apenas algumas fendas nos bordos (Figura 3.21) e uma deformação por flexão a meio-vão bastante reduzida.

O sistema de monitorização A não forneceu resultados conclusivos, como referido anteriormente.

Os resultados da deformação máxima e residual obtidos para o primeiro ensaio foram os seguintes: a deformação máxima medida nas hastes foi de 49 mm e a deformação residual medida com régua e fita métrica, na face superior, foi de 5 mm.



Figura 3.21: Observação das fendas no bordo e a sua medição

Tendo em conta os resultados do primeiro ensaio, decidiu-se ensaiar novamente o mesmo painel, alterando um dos parâmetros fundamentais que condicionam a onda de choque. Neste caso, optou-se por aumentar a carga de 7.5 kg para 9.0 kg mantendo a mesma distância R.

Como resultado, observou-se um maior número de fendas nos bordos, um aumento das deformações (máxima e residual) embora de forma ligeira. Na face superior e inferior do painel não se verificou qualquer fenda significativa. Note-se que, embora o painel tenha sido submetido a dois rebentamentos consecutivos, o mesmo não entrou em colapso.

Os resultados das deformações obtidas para o segundo ensaio foram os seguintes: a deformação máxima medida nas hastes foi de 52.5 mm e a deformação residual medida com régua e fita métrica na face superior foi de 12 mm (Figura 3.22).

Devido às condições noturnas, foi decidido agendar a continuação dos ensaios experimentais para o mês de Janeiro de 2016.



Figura 3.22: Leitura das deformações: residual e máxima do painel de referência TJ-Ref - 1

Tabela 3.9: Resultados dos ensaios do painel de referência TJ-Ref-1

Ensaio	Painel	W [kg]	R [m]	Def.Residual [mm]	Def. máx. [mm]	Def. máx. média [mm]
1	TJ-Ref - 1	7.5	3.0	5	54	49
					45	
					49	
2	TJ-Ref - 1	9.0	3.0	12	50	52.5
					55	

3º Ensaio – Painel de referência TJ–Ref - 2

No dia 23 de Janeiro de 2016, deu-se a continuação aos ensaios experimentais. Visto que, o painel ensaiado no dia 17 não colapsou nem apresentou danos estruturais significativos, optou-se por sujeitar, novamente, a um rebentamento de 9.0 kg a 3.0 m de distância. Foram observadas fendas residuais nos bordos com aberturas da ordem de 1 mm (Figura 3.23): Na face superior verificaram-se poucas fendas e mediou-se uma deformação residual de 27 mm (Figura 3.24).



Figura 3.23: Medição das fendas no bordo do painel no 3º ensaio do painel TJ–Ref-1

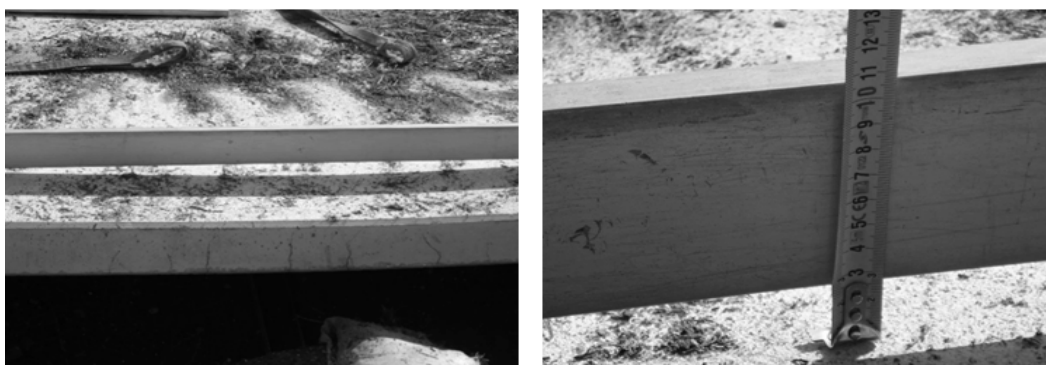


Figura 3.24: Leitura da deformação residual no 3º ensaio do painel TJ–Ref - 1

As deformações máximas não foram medidas, pois, neste caso, o objetivo não era a sua medição devido ao estado do painel, provocadas pelos rebentamentos anteriores. No final observou-se que o painel apresentou um adequado comportamento face aos três rebentamentos a que foi submetido.

Tabela 3.10: Resultados dos ensaios do painel de referência (2º vez): TJ-Ref

Ensaio	Painel	W [kg]	R [m]	Def.residual [mm]	Def. máxima [mm]
3	TJ-Ref - 1	9.0	3.0	27	-

4º Ensaio – Painel de referência TJ-Ref - 2

Foi ensaiado um novo painel de referência com uma carga explosiva de 9.0 kg a uma distância de 3.0 metros do painel. O sistema de monitorização utilizado para a realização do ensaio foi o sistema B. Como resultado, observou-se o colapso do painel devido a um erro na montagem do painel, o qual foi montado com as armaduras junto à face superior (Figuras 3.25 e 3.26).

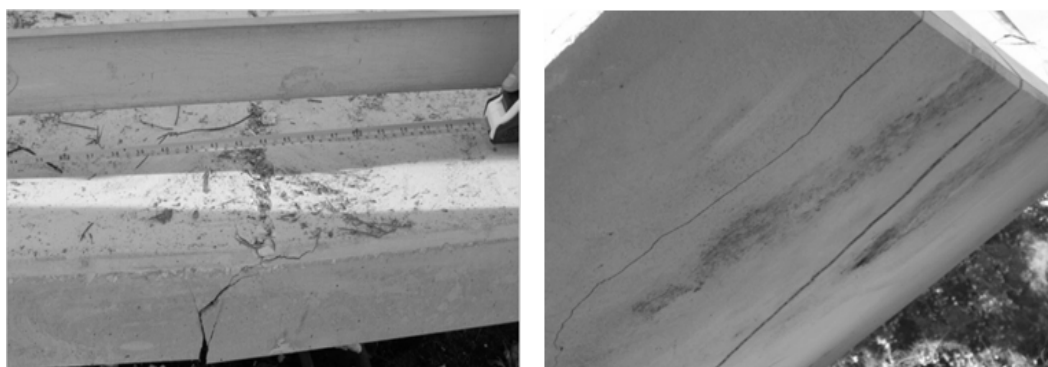


Figura 3.25: Medição da deformação residual e observação das fendas na face inferior do modelo



Figura 3.26: Colapso do painel de referência TJ-Ref - 2

Tabela 3.11: Resultados dos ensaios do painel de referência: TJ-Ref-2

Ensaio	Painel	W [kg]	R [m]	Def.residual [mm]	Def. máxima [mm]
4	TJ-Ref - 2	9.0	3.0	40	-

5º Ensaio – Painel TJ-1-1

O primeiro sistema *sandwich*, o painel TJ-1, foi sujeito a uma carga de 9.0 kg detonada a 3 metros de distância.

Como resultado, observou-se o destacamento do betão na zona de ligação entre as duas lâminas de betão da ordem dos 0.8 mm (Fig. 3.27).

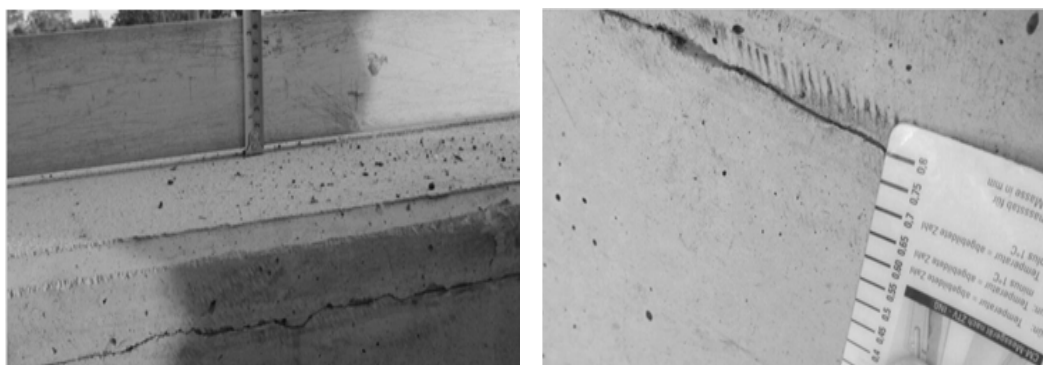


Figura 3.27: Medição da deformação residual e na ligação entre as duas lâminas de betão

Verificou-se também, uma deformação residual bastante reduzida, da ordem dos 5 mm, deformação máxima média de cerca de 46 mm e fendas distribuídas nos bordos, fendas de flexão na face inferior, como é possível observar nas Figuras 3.28 e 3.29.

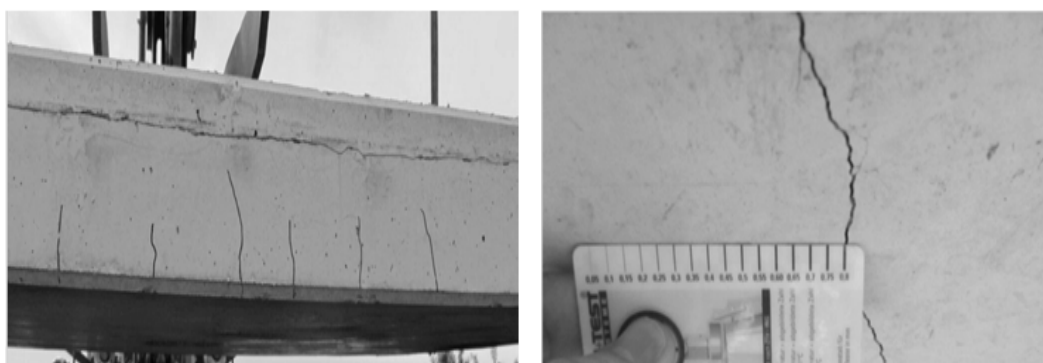


Figura 3.28: Aberturas de fendas nos bordos e a sua medição



Figura 3.29: Fendas na face inferior do modelo

Tabela 3.12: Resultados dos ensaios do painel de referência: TJ-1

Ensaio	Painel	W [kg]	R [m]	Def.residual [mm]	Def.máxima [mm]
5	TJ-1	9.0	3.0	5	46

6º Ensaio – Painel TJ-1 - 2

Procedeu-se a um novo ensaio do painel TJ-1 com um rebentamento de 5.5 kg a 2 metros de distância.

Ao contrário do que aconteceu anteriormente, desta vez os resultados obtidos foram: deformação residual 9 mm e deformação máxima média de 21 mm, fendas com aberturas significativas na face inferior e fendas nos bordos.

Note-se que, apesar destes dois ensaios consecutivos, o painel não colapsou.

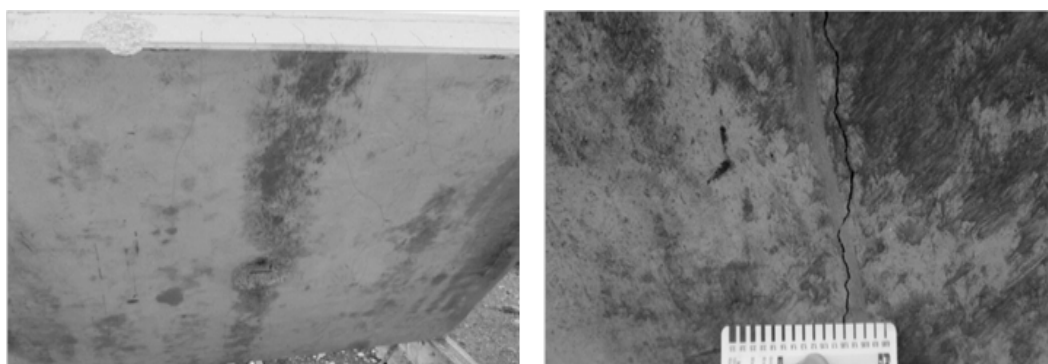


Figura 3.30: Fendas na face inferior do painel TJ-1

Refere-se finalmente que, a partir deste ensaio, todos os restantes ensaios foram sujeitos a uma carga de 5.5 kg a 2 metros de distância. As razões que motivaram estas alterações de carga de explosivo e da distância R foram indicadas na secção descrição dos ensaios.

Tabela 3.13: Resultados dos ensaios do painel *sandwich* - TJ-1

Ensaio	Painel	W [kg]	R [m]	Def.residual [mm]	Def. máxima [mm]	Def. máx. média
6	TJ-1 - 2	5.5	2.0	9	22 20	21

7º Ensaio – Painel referência TJ-Ref - 3

Foi estudado o comportamento de um novo painel de referência (TJ-Ref) para uma carga explosiva de 5.5 kg a 2 metros de distância. Da sua análise verificou-se uma deformação residual de 5 mm e uma deformação máxima média de 22 mm.

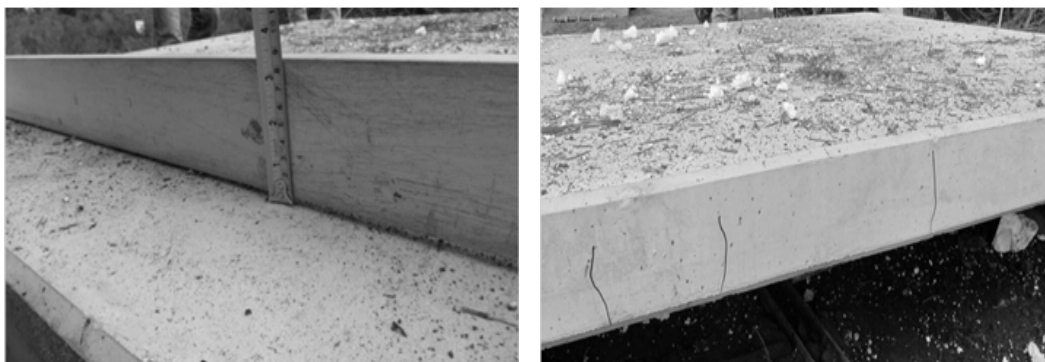


Figura 3.31: Fendas na face inferior do painel TJ-Ref - 3

Constatou-se também a existência de várias fendas na face inferior (fendas radiais) e nos bordos (fendas distribuídas) (Figuras 3.31 e 3.32).



Figura 3.32: Aberturas de fendas na face inferior do painel de referência TJ-Ref - 3

Tabela 3.14: Resultados dos ensaios do painel referência - TJ-Ref - 3

Ensaio	Painel	W [kg]	R [m]	Def.Residual [mm]	Def. máx. [mm]	Def. máx. média
7	TJ-Ref - 3	5.5	2.0	5	24 20	22

8º Ensaio – Painel TJ-2

O primeiro sistema *sandwich* com aglomerado negro de cortiça foi estudado com recurso aos parâmetros anteriores, e neste caso, como resultado, foram observadas fendas nos bordos e na face inferior do painel (Figura 3.33). Na face superior verificou-se pouca fendilhação. A deformação do painel por flexão a meio-vão foi pouco significativa. Os resultados obtidos no ensaio podem ser observados na Tabela 3.15. O painel foi sujeito aos efeitos da onda de choque apenas uma vez.

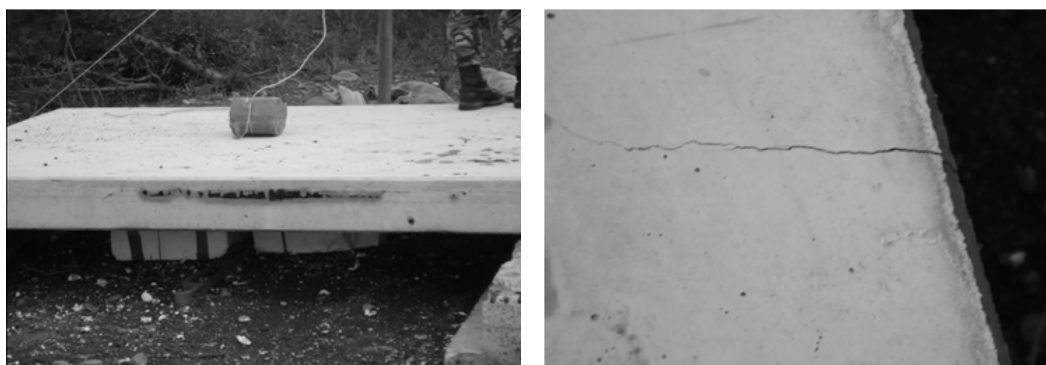


Figura 3.33: Aberturas de fendas na face inferior do painel TJ-2

Tabela 3.15: Resultados dos ensaios do painel *sandwich* TJ-2

Ensaio	Painel	W [kg]	R [m]	Def.residual [mm]	Def. max. [mm]	Def. máx. média [mm]
8	TJ-2	5.5	2.0	2	24 20 28	24

9º Ensaio – Painel TJ-3 - 1

Finalmente, procedeu-se ao ensaio do último sistema *sandwich* proposto nesta dissertação, painel TJ-3, e para estudar o seu desempenho utilizou-se os mesmos parâmetros do ensaio anterior. Como resultado verificou-se que a deformação

entre as camadas de aglomerado negro de cortiça (Figuras 3.34 e 3.35) foi de 9 mm e a deformação residual do painel foi de 5 mm (Tabela 3.16).

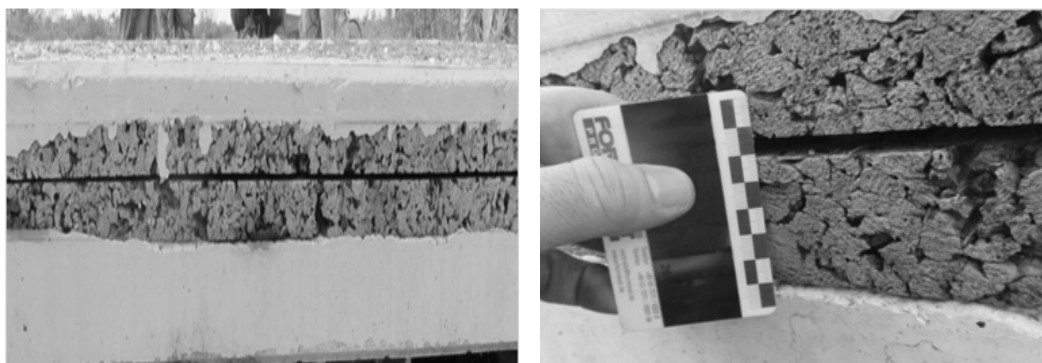


Figura 3.34: Deformação entre as duas camadas interiores de cortiça no painel TJ-3 - 1

No entanto, foram também verificadas fendas nos bordos da ordem dos 0.6 mm e fendas na face inferior do painel (Figura 3.35).

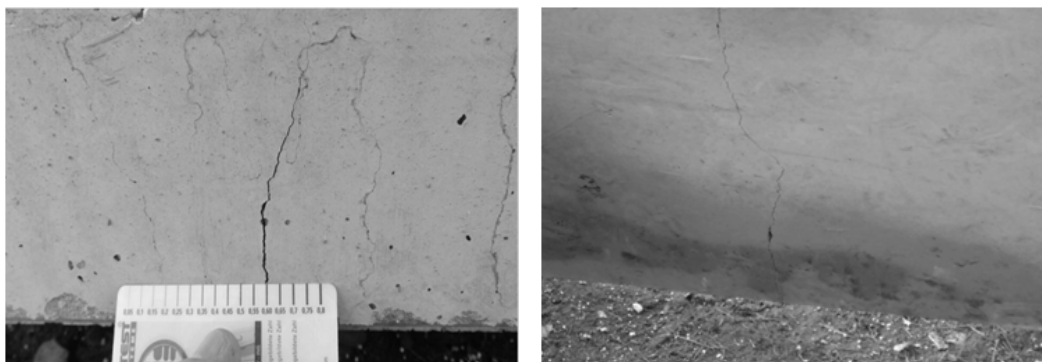


Figura 3.35: Aberturas de fendas na face inferior do modelo TJ-3

10º Ensaio – Painel TJ-3 - 2 De modo a finalizar os trabalhos experimentais, optou-se por sujeitar novamente o painel anterior, com as mesmas condições. O resultado observado, foi o colapso total das camadas inferiores tanto do betão como do aglomerado negro de cortiça, tal como pode-se observar na Figura 3.36.

Tabela 3.16: Resultados dos ensaios do painel *sandwich* TJ-3

Ensaio	Painel	W [kg]	R [m]	Def.residual [mm]	Def.máx. [mm]	Def. máx. média [mm]
					55	
					57	
9	TJ-3	5.5	2.0	5	65	45.5
					35	
					29	
					32	



Figura 3.36: Colapso das camadas inferiores (aglomerado negro de cortiça e painel de referência) do ensaio TJ-3 - 2

3.6 Interpretações dos resultados

Nesta secção são apresentados e discutidos os resultados provenientes da campanha experimental levado a cabo com objetivo de avaliar a capacidade resistente do sistema de painéis *sandwich* quando sujeitos aos efeitos de ondas de choque provenientes de uma explosão aérea perfeita.

Como indicado anteriormente, os resultados foram obtidos com base no sistema de monitorização designado por sistema B, e como tal, os resultados observados relativos aos ensaios são naturalmente limitados, devido ao sistema de monitorização utilizado. Contudo, estes resultados permitem retirar algumas conclusões importantes:

Do ponto de vista prático, os resultados mostraram que os modelos *sandwich* com filmes de *PVC* (TJ-1) e com uma camada de aglomerado de cortiça (TJ-2) face aos mesmos parâmetros (carga e distância R), apresentaram comportamentos praticamente semelhantes, com deformações máximas médias de 21 mm e 24 mm, respetivamente, apesar da deformação do painel TJ-1 ter sido conseguido com recurso a um segundo ensaio, provocando um maior número de fendas tanto no bordo como na parte inferior, com aberturas de aproximadamente 0.5 mm.

Tabela 3.17: Deslocamentos obtidos na campanha experimental

Ensaio	Painel	W [kg]	R [m]	Def.residual [mm]	Def. máx. média [mm]
1	TJ-Ref - 1	7.5	3.0	5.0	49.0
2	TJ-Ref - 1	9.0	3.0	12.0	52.5
3	TJ-Ref - 2	9.0	3.0	27.0	-
4	TJ-Ref - 2	9.0	3.0	40.0	-
5	TJ-1 - 1	9.0	3.0	5.0	46.0
6	TJ-1 - 2	5.5	2.0	4.0	21.0
7	TJ-Ref - 3	5.5	2.0	5.0	22.0
8	TJ-2	5.5	2.0	2.0	24.0
9	TJ-3 - 1	5.5	2.0	5.0	45.5
10	TJ-3 - 2	5.5	2.0	Colapso	

Tabela 3.18: Resultados finais para a carga de 5.5 kg ($W_{TNT} = 4.1$ kg) suspensa a 2m

Painel	W [kg]	R [m]	Def.residual [mm]	Def. máx. média [mm]
TJ-Ref - 3			5.0	22.0
TJ-1 - 2	5.5	2.0	4.0	21.0
TJ-2			2.0	24.0
TJ-3 - 1			3.0	45.5

É possível observar que os ensaios realizados no primeiro dia, relativos aos painéis de referência (TJ-Ref) quando sujeitos a carga de 7.5 e 9.0 kg a 3 metros apresentaram deslocamentos superiores de 49.0 e 52.5 mm respetivamente, enquanto que para carga de 5.5 kg a 2.0 m (maiores pressões) o resultado foi muito inferior, 21 mm. Como referido anteriormente, os resultados experimentais foram obtidos através de um sistema de monitorização bastante limitado, o que pode ter permitido a erros de medição, podendo esta ser uma possível justificação para os resultados obtidos. Outra possível justificação pode ser o facto do explosivo utilizado não ser o mais acertado.

No entanto, comparando o comportamento dos painéis *sandwich* com aglomerado negro de cortiça (TJ-2 e TJ-3), verifica-se claramente que, o modelo *sandwich* TJ-3 apresenta uma resposta mais negativa com deformações máximas da ordem dos 46 mm. Verificou-se também que, quando este foi submetido a uma nova carga explosiva, o modelo entrou em colapso, como foi observado na Figura 3.36.

Ao contrário do que aconteceu com o modelo TJ-2, que teve um melhor comportamento, semelhante ao modelo TJ-1, no modelo TJ-3 verificou-se a ocorrência de colapso das camadas inferiores. De acordo com [51], o principal objetivo da cortiça é de absorver quantidades consideráveis de energia proveniente da explosão e, como tal, quando este foi sujeito ao primeiro rebentamento, a camada inferior da cortiça absorveu a maior quantidade de

energia vinda da explosão, provocando uma maior deformação.

Refere-se finalmente que, os resultados obtidos na maioria dos ensaios não foram os esperados.

Capítulo 4

Métodos de Análise

4.1 Introdução

Como referido no decorrer da presente dissertação a realização da campanha experimental desta natureza tem custos elevados. Por este motivo, os modelos computacionais com formulações numéricas, simplificadas ou complexas, capazes de simular a resposta dinâmica não-linear, típica para cenários de explosão, têm surgido como grande alternativa de estudo na resposta das estruturas.

Os modelos numéricos são bastante importantes na simulação do comportamento das estruturais, principalmente quando têm implicações no domínio da não linearidade dos elementos estruturais.

Para tal, pretende-se introduzir os métodos de cálculo para a avaliação dos deslocamentos máximos dos elementos estruturais quando submetidos a cargas de explosão, tais como, métodos baseados na análise de sistemas equivalentes de um grau de liberdade e métodos fundamentados no princípio da conservação da energia. Serão abordados os conceitos fundamentais associados ao estudo e à compreensão destes métodos de análise que podem ser utilizados para fins de projeto.

O programa comercial de elementos finitos SAP2000 é o utilizado nesta dissertação, embora existam vários programas de cálculo capacitados para determinar a resposta numérica das estruturas quando sujeitas a carregamentos extremos (explosões, sismos etc.), como por exemplo o programa de cálculo ELS.

Os modelos analíticos foram as primeiras ferramentas desenvolvidas para a avaliação da deformação de elementos estruturais sujeitos a explosões. Entre estes modelos destacam-se o método da carga estática equivalente, sistemas de um grau de liberdade e métodos energéticos. Estes modelos têm sido amplamente utilizados devido à sua facilidade de aplicação, permitindo efetuar uma análise rápida da estrutura. Contudo, estes métodos apresentam a inconveniência de, por vezes serem pouco precisos, devidos às simplificações

grosseiras em que se baseiam.

Um dos métodos aproximados mais utilizados para determinar a resposta estrutural sob carregamentos impulsivos é o método energético, que é baseado no princípio da conservação da energia, onde o trabalho realizado pela carga aplicada deve ser igual à energia da deformação da estrutura. Este método é discutido com mais detalhe na secção 4.4.

Por sua vez, o método estático é usado quando o carregamento é estático ou quase estático. No entanto, este método é pouco recomendável pois os resultados podem não ser conservativos.

Uma outra abordagem, e esta a mais rigorosa, consiste na utilização de programa de cálculo numérico, que permite idealizar o modelo estrutural num sistema de vários graus de liberdade. Esta metodologia tem sido exponencialmente utilizado devido ao aumento do poder computacional disponível.

O método dos elementos finitos é considerado o método mais usual, no entanto, o método dos elementos aplicados tem demonstrado ser uma ferramenta poderosa quando se trata de cargas severas, tais como explosões e sismos.

4.2 Sistemas de um grau de liberdade

Apesar de todas as estruturas de engenharia civil, possuírem um número elevado de graus de liberdade independentemente de quão simples sejam, elas podem ser adequadamente representadas como sistemas equivalentes de um grau de liberdade (1GDL), para fins de análise com uma precisão razoável [11].

Os sistemas com um grau de liberdade são constituídos por uma massa (m), uma mola de rigidez (k), um amortecedor (c), e uma carga em função do tempo $P(t)$.

Neste tipo de sistemas apenas é possível definir um tipo de movimento (deslocamento (a), velocidade (\dot{a}) e aceleração (\ddot{a}), tal como sugere a Figura 4.2.

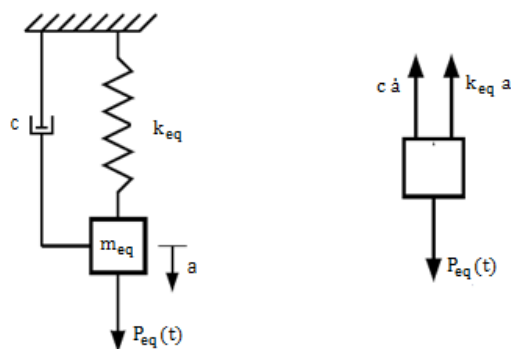


Figura 4.1: Sistema equivalente de um grau de liberdade [33]

A equação do movimento de um sistema dinâmico amortecido (Figura 4.1) sujeito a uma carga aplicada $P(t)$ é:

$$P(t) = m\ddot{a} + c\dot{a} + ka \quad (4.1)$$

Quando se estuda a resposta dinâmica de qualquer sistema estrutural, a consideração dos efeitos do amortecimento é importante, pois a resposta de todos os sistemas estruturais envolve um certo grau de amortecimento. No entanto, quando se trata de avaliar o desempenho das estruturas sujeitas aos eventos explosivos, os efeitos de amortecimento raramente são consideradas na análise. É do lado da segurança ignorar os seus efeitos devido a ação explosiva ser impulsiva, levando com que o amortecimento tenha pouca influência no valor do máximo deslocamento da estrutura, que geralmente é a única resposta de interesse [11, 18, 33].

Uma outra justificação para ignorar o amortecimento é o facto de ser questionável a dissipação da energia por meio do amortecimento viscoso durante a fase da resposta plástica [33]. Isto é, quando a plasticidade é assumida, a energia dissipada através da deformação plástica é significativamente superior à energia dissipada pelo amortecimento estrutural [33].

As três forças de ação que atuam sobre a massa, quando o amortecimento é desprezado, são a forças de restituição elástica (ka), força de inercia ($m\ddot{a}$) e a força aplicada $P(t)$.

Assim a equação de equilíbrio dinâmico não amortecido do sistema é:

$$P(t) = m\ddot{a} + ka \quad (4.2)$$

Para selecionar o sistema equivalente é necessário avaliar os seguintes parâmetros, nomeadamente, a massa equivalente (m_{eq}), rigidez equivalente (k_{eq}) e a carga equivalente (P_{eq}). O procedimento para a obtenção destes parâmetros é baseado nas relações da energia [18, 33]. Assim sendo, o trabalho externo, a energia de deformação e a energia cinética do sistema simplificado igualam as quantidades correspondentes da estrutura real, ou seja, a massa equivalente, é determinada de modo que a energia cinética do sistema equivalente e da estrutura real sejam iguais, a rigidez e a força equivalente são determinadas de forma análoga, igualando com a energia de deformação e trabalho externo, respetivamente [18, 33]. Estes fatores têm por objetivo converter as propriedades da estrutura real para o sistema equivalente com um grau de liberdade.

Nota-se que, o deslocamento do modelo simplificado é equivalente ao do sistema real, mas as forças no sistema equivalente não são comparáveis às forças na estrutura real, isto é, a força da mola não é equivalente à reação de apoio da estrutura real.

Os fatores de transformação usados para converter adequadamente as

propriedade do sistema real para o sistema equivalente são os seguintes: fator de massa (K_m), fator de rigidez (K_S), fator de carga (K_L) e fator de massa-carga (K_{Lm}).

$$K_m = \frac{m_{eq}}{m} \quad (4.3)$$

$$K_S = \frac{k_{eq}}{m} \quad (4.4)$$

$$K_L = \frac{P_{eq}}{P} \quad (4.5)$$

$$K_{Lm} = \frac{K_m}{K_L} \quad (4.6)$$

onde K_S é aproximadamente igual a K_L . O valor utilizado para K_{Lm} é de 0.78 para o regime elástico e 0.66 para o plástico [11, 18].

Conhecidos os fatores de transformação, a equação do movimento (4.2) pode ser escrito em termos do sistema real:

$$K_m m \ddot{a} + K_L k a = K_L P(t) \quad (4.7)$$

em que m é a massa total e k é a rigidez do elemento estrutural.

Por conveniência, a equação anterior é muitas vezes simplificada através do uso de único fator de transformação de carga-massa, K_{Lm} que é simplesmente a razão entre o fator de massa e o fator de carga (equação 4.6).

$$K_{Lm} m \ddot{a} + k a = P(t) \quad (4.8)$$

4.3 Propriedades dinâmicas dos materiais

Importa referir que, como se trata de uma ação dinâmica, as propriedades dos materiais de cargas estáticas devem ser convertidos para propriedades de cargas dinâmicas, através do fator de incremento dinâmico (*DIF*), como discutido anteriormente, e também por fator de incremento de resistência (*SIF*). Os valores sugeridos para *SIF* são 1.1 para o aço e 1.0 para o betão [18]. Deste modo os valores dinâmicos da tensão de cedência da armadura $f_{y,d}$ e da resistência à compressão do betão $f_{c,d}$ são calculados da seguinte forma:

$$f_{y,d} = f_y \times DIF \times SIF \quad (4.9)$$

$$f_{c,d} = f_c \times DIF \times SIF \quad (4.10)$$

A UFC [18] sugere, nos casos correntes, para explosões em fase condensada os seguintes valores constantes para o DIF. Estes valores são conservativos para a maioria dos casos.

Tabela 4.1: Fatores dinâmicos para a resistência do betão e do aço (Adaptado de [18])

Tipo	Fatores de Incremento Dinâmico DIF		
	Aço		Betão
	$f_{yk,din}/f_{yk}$	$f_{uk,din}/f_{uk}$	$f_{ck,din}/f_{ck}$
Flexão	1.17	1.05	1.19
Corte	1.00	-	1.00
Compressão	1.10	-	1.12

4.4 Método Energético

A máxima deformação dos painéis sujeitos ações de explosão pode ser estimado utilizando o princípio da conservação da energia. Estes método baseia-se no princípio em que a energia cinética é igual à energia de deformação da estrutura (Eq. 4.11):

$$T = \Omega \quad (4.11)$$

em que T representa a energia cinética e Ω é a energia de deformação do painel.

A energia cinética de um sistema equivalente de um grau de liberdade constituído por massa-mola é dado por:

$$T = \frac{1}{2} m_{eq} v_{eq}^2 \quad (4.12)$$

onde m_{eq} e v_{eq} são a massa equivalente e velocidade equivalente do sistema, respetivamente.

Assim, considerando a 2º Lei de Newton:

$$F = m \times a = m \frac{dv}{dt} \quad (4.13)$$

onde F é a força, m a massa do sistema, a a aceleração, dv a variação da velocidade no intervalo de tempo dt .

E através da sua aplicação durante o tempo de interação, obtém-se:

$$F \Delta t = m dv \quad (4.14)$$

Consequentemente, o impulso do sistema equivalente pode ser determinado por:

$$I = \int_0^t F dt = \int_0^v m dv = mv \Rightarrow v = \frac{I}{m} \quad (4.15)$$

Uma vez conhecido o impulso, pode-se determinar a energia cinética de um sistema equivalente com um grau de liberdade induzida pela carga explosiva através da seguinte relação:

$$T = \frac{1}{2} \frac{I_r^2}{m_{eq}} \quad (4.16)$$

sendo o impulso determinado através da equação (4.15).

A massa equivalente (m_{eq}) é calculado por:

$$m_{eq} = K_{Lm} \times m_{painel} \quad (4.17)$$

onde K_{Lm} pode tomar os valores indicados anteriormente. Para o caso de estudo toma o valor de 0.66.

Assumindo um comportamento perfeitamente plástico do painel (Figura 4.3), a energia de deformação plástica do painel (Ω) determina-se do seguinte modo (Figura 4.2):

$$\Omega = M_y \theta_{max} = \frac{4M_y a_{max}}{L} \quad (4.18)$$

onde M_y , θ_{max} , a_{max} representam o momento de cedência, a rotação plástica e o deslocamento máxima a meio vão, respetivamente (Figura 4.2).

O momento de cedência M_y pode ser determinado através da seguinte expressão (Eq. 4.19).

$$M_y = A_s f_y b \left(d - 0.5 \frac{A_s f_y}{b f_c} \right) \quad (4.19)$$

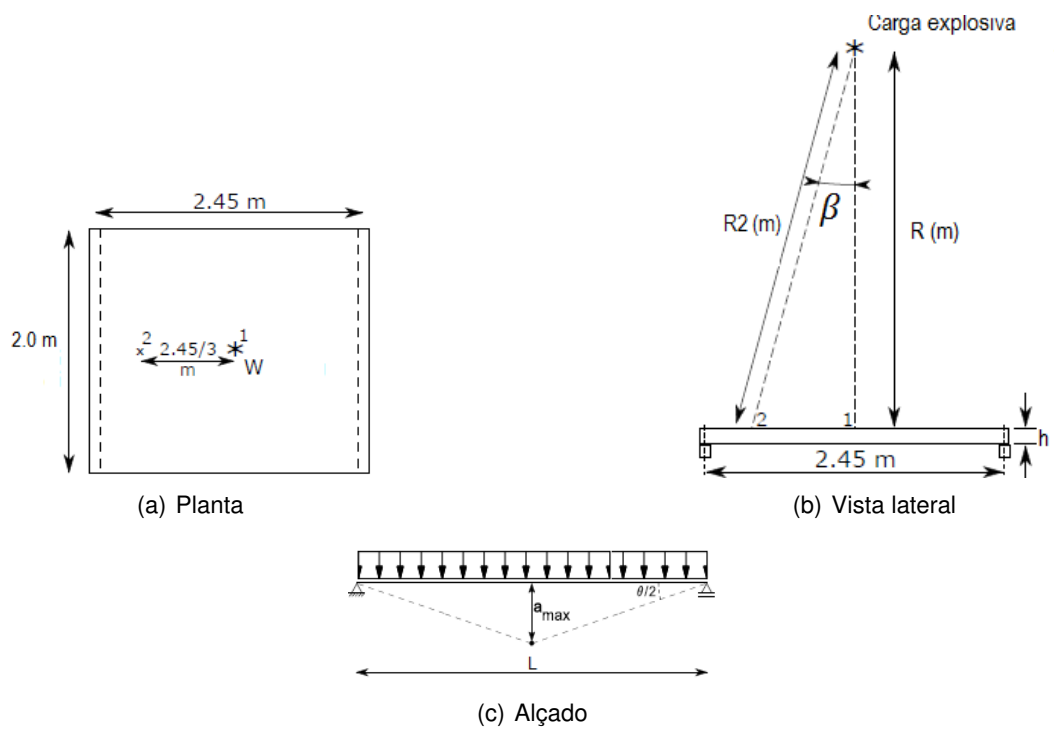


Figura 4.2: Sistemas de ensaio e mecanismo de rotura (Adaptado de [47])

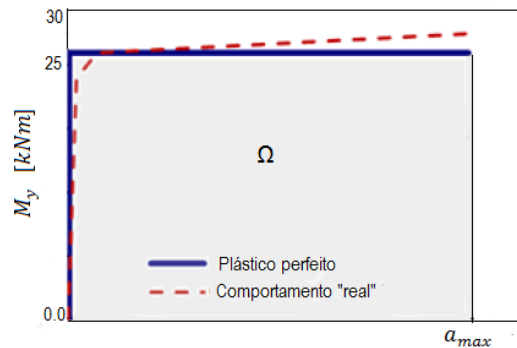


Figura 4.3: Energia de deformação (Adaptado de [24])

Uma vez conhecida a energia cinética (4.16) e a energia de deformação plástica do painel (4.18) e igualando ambas as expressões, está-se apto a determinar a máxima deformação do elemento estrutural:

$$a_{max} = \frac{T \times L}{4M_y} \tag{4.20}$$

A deformação máxima dos painéis ensaiados foi determinado tendo por base os valores dos parâmetros da onda de choque apresentado no capítulo 3.

Nos painéis de referência (TJ-Ref) a massa equivalente, m_{eq} do painel é

determinada a partir da Equação 4.17.

$$m_{eq} = K_{Lm} \times m_{painel} = 0.66 \times 2.45m \times 2.00m \times 0.12m \times 2500kg/m^3 = 970.2kg \quad (4.21)$$

O impulso refletido pode ser determinado através seguinte expressão, considerando a carga explosiva de 5.5 kg a 2.0 m :

$$I_r = i_r \times superficiedopainel = 0.67 \times 2.45 \times 2.00 = 3.3kNs \quad (4.22)$$

Assim, pode-se determinar a energia cinética do painel (4.23)

$$T = \frac{1}{2} \frac{I_r^2}{m_{eq}} = \frac{3.30^2}{2 \times 970.2} = 5.6kJ \quad (4.23)$$

Momento de cedência, M_y pode ser determinado através da expressão (4.19):

$$M_y = (2.26 \times 10^{-4} \times 2.0) \times 677000 \times 0.086 \left(1 - 0.5 \frac{2.26 \times 10^{-4} \times 677000}{2.0 \times 0.086 \times 48300} \right) = 25.8kNm \quad (4.24)$$

Assim, utilizando a expressão (4.24) pode-se calcular a deformação máxima a meio vão do painel:

$$a_{max} = \frac{5.6 \times 2.45}{4 \times 25.8} = 133.2mm \quad (4.25)$$

Os cálculos para o painel *sandwich* TJ-1 são semelhantes aos anteriores, diferenciando apenas no cálculo da massa, pelos motivos indicados no capítulo 3.

Com objetivo de simplificar os cálculos, o efeito do aglomerado negro da cortiça foi tido em conta apenas na determinação da massa do painel, tal como aconteceu com a camada superior de betão. Foi realizada esta simplificação porque o aglomerado negro de cortiça não tem nenhuma contribuição na resistência à flexão do painel. Assim, o procedimento de cálculo é semelhante ao apresentado para o caso do painel TJ-1. O peso específico do aglomerado negro da cortiça é 95 kg/m³.

Para todas as cargas de explosivo os resultados são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Resultado dos deslocamentos segundo as formulações da UFC [18]

Painel	W [kg]	W_{TNT} [kg]	R [m]	m_{eq} [kg]	I_r [kNs]	M_y [kNm]	T [kJ]	a_{max}^{UFC} [mm]
TJ-Ref-1	7.5	5.6	3.0	970.2	2.5	25.8	3.2	76.0
TJ-Ref-2	9.0	6.6	3.0	970.2	2.8	25.8	4.0	95.0
TJ-Ref-3	5.5	4.1	2.0	970.2	3.3	25.8	5.6	133.2
TJ-1-1	9.0	6.6	3.0	1293.6	2.8	25.8	3.0	71.2
TJ-1-2	5.5	4.1	2.0	1293.6	3.3	25.8	4.2	99.9
TJ-2	5.5	4.1	2.0	1308.7	3.3	25.8	4.2	98.8
TJ-3	5.5	4.1	2.0	1324.0	3.3	25.8	4.1	97.3

Os mesmos cálculos também foram determinados segundo as formulações de Kinney&Granham [31], apresentadas na secção 2.4.2. A Tabela 4.3 mostra os resultados.

Tabela 4.3: Resultado dos deslocamentos segundo as formulações de Kinney&Granham [31]

Painel	W [kg]	W_{TNT} [kg]	R [m]	m_{eq} [kg]	I_r [kNs]	M_y [kNm]	T [kJ]	$a_{max}^{K\&G}$ [mm]
TJ-Ref-1	7.5	5.6	3.0	970.2	1.8	25.8	1.6	38.8
TJ-Ref-2	9.0	6.6	3.0	970.2	1.9	25.8	1.9	46.0
TJ-Ref-3	5.5	4.1	2.0	970.2	2.6	25.8	3.5	82.7
TJ-1-1	9.0	6.6	3.0	1293.6	1.9	25.8	1.4	33.1
TJ-1-2	5.5	4.1	2.0	1293.6	2.6	25.8	2.6	62.0
TJ-2	5.5	4.1	2.0	1308.7	2.6	25.8	2.6	61.3
TJ-3	5.5	4.1	2.0	1324.0	2.6	25.8	2.6	60.6

A Tabela 4.4 apresenta os resultados obtidos do conjunto de cálculos realizados segundo as duas formulações bem como o erro relativo.

Tabela 4.4: Resultado dos deslocamentos e diferença entre as formulações

Painel	W [kg]	W_{TNT} [kg]	R [m]	a_{max}^{UFC} [mm]	$a_{max}^{K\&G}$ [mm]	Diferença [%]
TJ-Ref-1	7.5	5.6	3.0	76.0	38.8	49
TJ-Ref-2	9.0	6.6	3.0	95.0	46.0	52
TJ-Ref-3	5.5	4.1	2.0	133.2	82.7	37
TJ-1-1	9.0	6.6	3.0	71.2	33.1	54
TJ-1-2	5.5	4.1	2.0	99.9	62.0	38
TJ-2	5.5	4.1	2.0	98.8	61.3	38
TJ-3	5.5	4.1	2.0	97.3	60.6	38

Da observação dos resultados indicados na Tabela 4.4 constata-se que existe uma diferença entre as formulações, para os painéis em estudo, que pode atingir cerca de 55%. Isto deve-se à diferença existente entre as formulações para

determinar os parâmetros da onda de choque. Apesar dos resultados obtidos através da formulação Kinney&Granham [31] serem ligeiramente mais próximos dos obtidos experimentalmente e os obtidos pela formulação UFC [18] serem consideravelmente superiores, não é possível justificar os resultados obtidos com o erro no sistema de medição porque para os deslocamentos da ordem de grandeza de 100 mm o sistema teria colapsado. Uma justificação possível pode ser o facto do explosivo utilizado não ser o mais acertado e também a relação de força face ao TNT não ser a adequada.

4.5 Modelação numérica com Sap2000

4.5.1 Considerações iniciais

Com objetivo de aprofundar a compressão sobre o comportamento dos painéis e devido às potencialidades da modelação numérica do *MEF* e à sua aplicação nos diversos domínios da engenharia para análise estrutural, pretende-se nesta secção apresentar uma metodologia de modelação por elementos finitos dos painéis ensaiados com recurso ao *software* SAP2000.

Foi visto nos capítulos anteriores que problemas associados a ações de explosão são caracterizados por apresentarem características altamente não-lineares. Deste modo, torna-se importante realizar análises que tenham em conta o comportamento da estrutura quando responde em regime não linear. Neste caso

a matriz de rigidez caracteriza-se pelo facto de depender dos deslocamentos, enquanto para análise linear a matriz de rigidez é constante, pois não depende dos deslocamentos e das forças [53]. A solução das equações de equilíbrio do problema não-linear é geralmente obtida através de procedimentos incrementais-iterativos, onde se procura encontrar a solução para cada incremento de carga.

Apesar do programa de cálculo SAP2000 apresentar a capacidade de considerar a não linearidade do material e não linearidade geométrica, para o caso de estudo foi considerado apenas a não linearidade do material.

4.5.2 Análise não linear

A precisão e fiabilidade dos resultados de uma análise numérica está intimamente ligada com uma correta modelação dos materiais e modelos numéricos utilizados, embora o verdadeiro comportamento seja por vezes difícil de modelar. Por isso, para analisar a resposta não linear é necessário proceder a simplificações [7].

Quando um material está sujeito a uma carga pode apresentar quatro tipos de comportamento, nomeadamente: elástico-linear, plástico-linear, elástico-não linear e plástico-não linear.

Um material com comportamento elástico linear caracteriza-se por apresentar um

diagrama tensão-deformação retilíneo, onde o traçado definido para a situação de carga é semelhante ao trecho referente ao processo de descarga. Neste tipo de comportamento não ocorrem deformações residuais, Figura 4.4(a) na trajetória de carga/descarga 1 [16].

Um material que apresenta um comportamento plástico-linear é também definido pelo diagrama apresentado no caso anterior, contudo para esta situação o trecho de carga e descarga não coincidem. Existem deformações residuais no final da descarga, tal como mostra a Figura 4.4(a) na trajetória de carga/descarga 2 [16].

Por outro lado, um material que apresenta um comportamento elástico não linear, isto é, quando a lei do Hooke deixa de ser válida, o mesmo é representado por um gráfico tensão-deformação indicado na Figura 4.4(b) na trajetória de carga/descarga 1. Para este caso também não há deformações residuais, embora a trajetória de carga seja coincidente com a trajetória de descarga [16].

Um material com comportamento plástico-não linear é caracterizado pela curva-tensão-deformação indicado na Fig. 4.4(b), sendo que após a descarga existem deformações residuais [16].

O programa SAP2000 tem a capacidade de permitir modelar o comportamento não linear dos materiais utilizando um modelo direcional. Este modelo é simples de aplicar e prático para problemas de engenharia. O comportamento não linear é definido como não sendo dependente da temperatura [16].

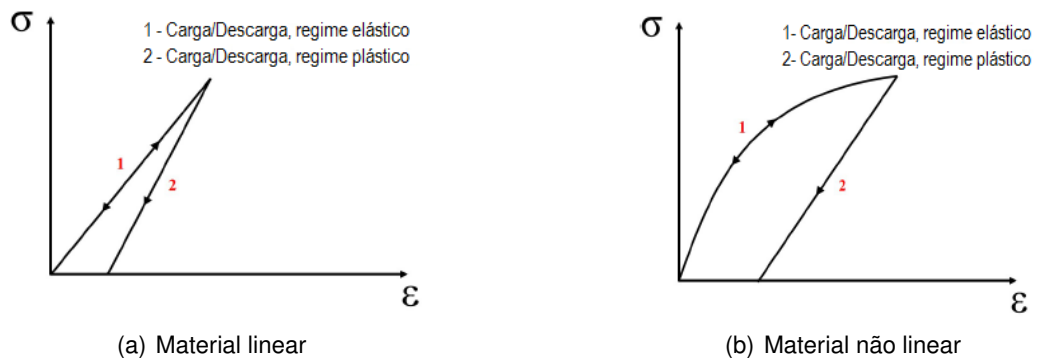


Figura 4.4: Gráfico tensão deformação para diferentes tipos de respostas [16]

Para definir a curva de tensão-deformação dos materiais à tração e à compressão, o SAP2000 considera que a representação de uma única curva é suficiente para caracterizar o comportamento do material em todas as direções. Para materiais uniaxiais, esta representa a relação entre σ_{11} e ϵ_{11} e para materiais isotrópicos, ortotrópicos e anisotrópicos a curva representa o comportamento ao longo dos três eixos do material, $\sigma_{11}-\epsilon_{11}$, $\sigma_{22}-\epsilon_{22}$ e $\sigma_{33}-\epsilon_{33}$ [16].

Esta simplificação adotada no SAP2000 diminui significativamente o esforço computacional, facilitando a convergência da solução [36].

A curva para o comportamento a compressão e a tração é definida da seguinte maneira [16].

$$\sigma_{ii}(\varepsilon_{ii}) = \begin{cases} \sigma_T(\varepsilon_{ii}), & \text{se } \varepsilon_{ii} \geq 0 \\ \sigma_C(\varepsilon_{ii}), & \text{se } \varepsilon_{ii} \leq 0. \end{cases} \quad (4.26)$$

Relativamente ao corte, a curva é calculada diretamente da curva de tensão normal-deformação. Considera-se que o comportamento pode ser obtido através da rotação, usando o círculo de Mohr no plano, de 45° do plano de tração ou compressão. Para materiais isotrópicos, ortotrópicos ou anisotrópicos, isto resulta nas seguintes relações para o corte.

$$\sigma_{ij}(\varepsilon_{ij}) = \begin{cases} \sigma_S(\varepsilon_{ij}), & \text{se } \varepsilon_{ij} \geq 0 \\ -\sigma_S(\varepsilon_{ij}), & \text{se } \varepsilon_{ij} \leq 0. \end{cases} \quad (4.27)$$

onde:

$$\sigma_{ij}(\varepsilon_{ij}) = \frac{1}{4}(\sigma_T(\varepsilon_{ij}) - \sigma_C(\varepsilon_{ij})); \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\gamma_{ij} \leq 0, i \neq j \quad (4.28)$$

Quando a curva de tensão-deformação normal é simétrica, caso do aço, tem-se que $\sigma_T(\varepsilon) = \sigma_C(\varepsilon)$, sendo possível definir a tensão de corte do seguinte modo [16]:

$$\sigma_{ij}(\varepsilon_{ij}) = \frac{1}{2} \begin{cases} \sigma_T(\varepsilon_{ij}), & \text{se } \varepsilon_{ij} \geq 0 \\ \sigma_C(\varepsilon_{ij}), & \text{se } \varepsilon_{ij} \leq 0. \end{cases} \quad (4.29)$$

No que se refere as relações histeréticas, importa referir que em relação ao betão utiliza-se uma simplificação elástica não linear-perfeitamente plástica, isto é, em regime elástico o material responde com uma relação tensão-deformação não linear e em regime plástico a relação é representada com um valor de tensão constante igual à tensão de cedência. No caso do aço considera-se que este tem um comportamento elástico linear-perfeitamente plástico [16].

O SAP2000 tem pré-definido três modelos histeréticos: Elástico, Kinematic e Takeda [16].

No modelo Elástico apesar do comportamento ser não linear é elástico. Ou seja, a curva de descarga coincide com a de carga, não existe dissipação de energia [16].

O modelo Kinematic basea-se no comportamento de endurecimento cinemático observável em alguns metais. O programa define-o como sendo o comportamento a considerar no caso dos metais ou materiais dúcteis. Este modelo apresenta níveis elevados de dissipação de energia [16].

O modelo de Takeda é semelhante ao anterior. Este modelo é considerado, pelo

programa, para o betão. No entanto, o modelo apresenta níveis altos de dissipação de energia contudo ligeiramente menores que o Kinematic [16].

Elementos Shell

Geralmente, quando se pretende modelar estruturas com comportamentos de membranas e de placas utilizam-se os elementos *Shell*, que são um tipo de elemento finito de área. Estes elementos permitem a possibilidade de definir duas vias possíveis para o tipo de secção, isto é, a secção pode ser definida por camadas como sendo homogénea ou heterogénea. No entanto, o uso de uma secção heterogénea é apenas possível quando se trata de uma análise não linear do material, enquanto a secção homogénea é aplicável para análises lineares. Neste trabalho será dado destaque apenas as secções heterogéneas [16].

Nas secções heterogéneas a tensão normal transversal (σ_{33}) é nula para todos os materiais. O comportamento ao corte na direção transversal é sempre considerado linear [16].

A formulação de laje espessa (Mindlin-Reissner) que considera a deformação por corte é a adotada para estudar um elemento do tipo *Shell* com secção heterogénea. Assim para definir uma camada (Figura 4.5) de uma secção heterogénea, para um elemento Shell, é fundamental indicar corretamente os seguintes parâmetros, nomeadamente (Figura 4.5): a localização, a espessura, tipo da camada (membrana ou placa), número de pontos de integração, tipo de material, o ângulo do material da camada e o tipo de comportamento do material (linear, não linear e inativo).

Relativamente a estes parâmetros, importa destacar apenas o tipo de camada, número de pontos de integração e comportamento do material.

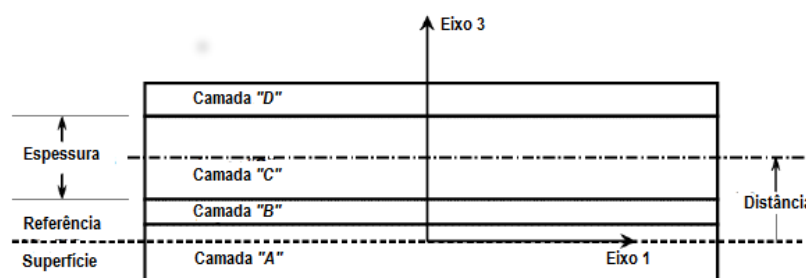


Figura 4.5: Ilustração de uma Shell com quatro camadas (Adaptado de [16])

Para definir o tipo de camada é possível escolher entre as três possibilidades existentes: membrana, placa e *Shell* (ou casca). No comportamento de membrana as extensões (ε_{11} , ε_{22} e γ_{12}) são determinadas a partir dos deslocamentos no plano e as tensões (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12}) contribuem somente para as forças no plano (F_{11} , F_{22} , F_{12}).

Por outro lado, o comportamento de placa (ou laje), as extensões na camada (ε_{11} , ε_{22} , γ_{12} , γ_{13} e γ_{23}) são calculadas através dos deslocamentos transversais e das rotações. As tensões (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12} , σ_{13} , σ_{23}) contribuem unicamente para a determinação dos momentos e esforços transversos (M_{11} , M_{22} , M_{12} , V_{13} , V_{23}).

O comportamento de *Shell* combina o comportamento de membrana e de placa, isto é, as extensões na camada (ε_{11} , ε_{22} , γ_{12} , γ_{13} e γ_{23}) são determinadas a partir dos deslocamentos e rotações. As tensões (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12} , σ_{13} , σ_{23}) contribuem para calcular todas as forças e momentos fletores (F_{11} , F_{22} , F_{13} , V_{13} , V_{23} , M_{11} , M_{22}).

No que se refere ao número de pontos de integração, é considerado adequado adotar um único ponto para representar o comportamento linear e membrana. O estudo do comportamento não linear pode exigir a utilização de mais pontos de modo a capturar a plastificação junto das superfícies de extremidade. A utilização de um número excessivo de pontos provoca o aumento do tempo de análise [16].

Relativamente ao comportamento do material, é possível definir um comportamento linear, não linear ou inativo para cada uma das componentes das tensões de membrana (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12}). Caso o material apresente um comportamento uniaxial, apenas as duas componentes (σ_{11} , σ_{12}) são significativos, uma vez que σ_{22} é sempre nulo.

Caso seja atribuída uma relação linear para uma dada camada, a matriz de massa e de rigidez é linear. No caso de uma das três componentes ser não linear então, todas as componentes lineares utilizam uma lei tensão-deformação linear isotrópica, todas as componentes não lineares utilizam uma relação tensão-deformação não linear e todas as componentes inativas assumem tensões nulas. As componentes são estudadas em separado e o coeficiente de Poisson é considerado nulo [16].

A Tabela 4.5 resume o comportamento do material.

Tabela 4.5: Comportamento do material (Adaptado de [16])

Componente	Linear	Não linear	Inativo
σ_{11}	$\sigma_{11} = E_1 \varepsilon_{11}$	Tração e Compressão (ver 4.4.3)	$\sigma_{11} = 0$
σ_{22}	$\sigma_{22} = E_1 \varepsilon_{22}$	Tração e Compressão (ver 4.4.3)	$\sigma_{22} = 0$
σ_{12}	$\sigma_{12} = E_1 \varepsilon_{12}$	Corte (ver 4.4.3)	$\sigma_{12} = 0$

Na direção transversal o comportamento é sempre considerado linear e controlado pelas respetivas componentes de momento. Para uma camada do tipo membrana, as tensões transversais de corte (σ_{13} , σ_{23}) são sempre nulas. Para uma camada do tipo *Shell* ou laje têm-se que:

1. $\sigma_{13} = 0$ se σ_{11} estiver inativo, caso contrário têm-se $\sigma_{13} = G_{13} \gamma_{13}$;
2. $\sigma_{23} = 0$ se σ_{22} estiver inativo, caso contrário têm-se $\sigma_{23} = G_{23} \gamma_{23}$;

Ainda relativamente às camadas, importa referir que estas são definidas de forma independente, ou seja, cada camada é analisada como uma shell isolada, com um

esforço axial e momento fletor individual. No final as camadas são sobrepostas e os esforços são somados, de maneira a se obter o esforço axial e momento fletor final.

Devido à formulação de Mindlin-Reissner, na qual se assume que as secções planas permanecem planas após flectirem, as camadas encontram-se cinematicamente ligadas.

Análise Temporal Não Linear (*Time History Analysis*)

Foi realizado à análise "*time-history*" que é uma análise que pretende captar detalhadamente a resposta dinâmica da estrutura em cada instante de tempo quando esta é submetida por uma carga que varia com o tempo. A análise pode ser linear ou não linear. Geralmente, esta análise é utilizada para determinar a resposta dinâmica da equação do movimento (4.1) para um carregamento arbitrário, pois em muitas situações práticas a carga dinâmica não é nem harmónica, nem periódica. Para tal recorre-se a uma sobreposição modal ou a métodos de integração numérica para resolver a equação. O método modal não linear, *FNA* ("*Fast Nonlinear Analysis*"), é extremamente eficiente e preciso para vários tipos de problemas, enquanto o método de integração direta é ainda mais geral e pode abranger grandes deslocamentos e outros tipos de comportamentos altamente não lineares. No programa SAP2000 foram implementados vários métodos de integração direta [16]. Contudo, na sequência deste trabalho foi utilizado o método de Newmark [14, 15, 43].

Matriz de Amortecimento

Para a definição da matriz de amortecimento (C), foi utilizado a matriz de amortecimento de *Rayleigh* que é formado pela soma da matriz de massa (M) e a de rigidez (K), dada por:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (4.30)$$

onde a_0 e a_1 são fatores que podem se determinados em função do coeficiente de amortecimento e de duas frequências naturais do sistema

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_1} & \omega_1 \\ \frac{1}{\omega_2} & \omega_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{bmatrix}. \quad (4.31)$$

Para tal, assumiu-se que os coeficientes de amortecimentos são iguais ($\xi_1 = \xi_2 = 0.05$) para os dois primeiros modos de vibração.

Método de Newmark

Nathan M. Newmark [43] desenvolveu, em 1959, um dos métodos incrementais no tempo mais usuais. Este é um método implícito de integração direta de equações

diferenciais que divide o tempo total da análise em passos de tempo de duração Δt e recorre as séries de potências para estimar o campo de deslocamentos (a_{i+1}) e o campo de velocidades (\dot{a}_{i+1}) no fim de cada instante de tempo:

$$\dot{a}_{i+1} = \dot{a}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{a}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{a}_{i+1} \quad (4.32)$$

$$a_{i+1} = a_i + (\Delta t)\dot{a}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{a}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{a}_{i+1} \quad (4.33)$$

Os parâmetros γ e β desempenham um papel importante no método de Newmark, pois definem a variação da aceleração num certo período de tempo e determinam a estabilidade e a precisão características do método. Os valores mais comuns para estes dois parâmetros são $\gamma = 1/2$ e $1/6 \leq \beta \leq 1/4$. Quando se assume que $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$, verifica-se que a aceleração média é constante e quando se assume $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/6$, obtém-se uma variação linear da aceleração [14, 15, 43]. No presente trabalho foi adotada o método da aceleração média ($\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$).

4.5.3 Modelação Numérica

A calibração dos modelos numéricos foi realizada com base nos resultados das propriedades dos materiais obtidos experimentalmente e pelos resultados alcançados durante a execução da campanha experimental dos painéis.

Assim, para efeitos de cálculo, consideraram-se as propriedades dos materiais indicados no capítulo 3 afetadas por coeficientes dinâmicos (DIF e SIF). Os mesmos são indicados nas Tabelas seguintes e na Figura 4.6.

Não existindo um valor específico na literatura para o DIF e SIF do aglomerado negro de cortiça, foi adotado o valor do betão.

Tabela 4.6: Propriedades do betão implementado no SAP2000

E_{cm}	$f_{c,d}$	ε_{c1}	ε_{cu1}	γ
[MPa]	[MPa]	[‰]	[‰]	[kN/m ³]
33000	48.3	2.0	3.5	25

Tabela 4.7: Propriedades do aço implementado no SAP2000

E_s	$f_{y,d}$	$f_{u,d}$	γ
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN/m ³]
200000	676.9	815.0	77.0

Tabela 4.8: Propriedades do aglomerado negro de cortiça implementado no SAP2000

E_{cork}	$f_{cork,d}$	γ
[MPa]	[MPa]	[kN/m ³]
1.90	0.12	0.95

onde E_{cm} é o módulo de elasticidade médio do betão, $f_{c,d}$ é valor da tensão de rotura de cálculo à compressão do betão, ε_{cl} é extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima, ε_{cu1} é extensão última do betão à compressão, E_s é o módulo elasticidade do aço de uma armadura para betão armado, $f_{y,d}$ é o valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado, $f_{u,d}$ é o valor de cálculo da tensão última à tração do aço das armaduras de betão armado, E_{cork} é o modulo de elasticidade do aglomerado negro da cortiça, $f_{cork,d}$ é o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do aglomerado negro de cortiça e γ é o peso volúmico dos materiais.

Uma vez definidas as propriedades geométricas é necessário proceder à modelação numérica dos painéis que foram discretizados com elementos do tipo *Shell* retangulares (0.14 × 0.13) (Figura 4.7). Os painéis eram constituídos por uma lâmina de betão com 0.12m de espessura, armados com $\phi 6//0.125$, na camada inferior, cortiça com 0.50 ou 100 cm de espessura e uma lâmina de betão com 0.04 m de espessura, armado com $\phi 5//0.15$, na camada superior. Os painéis de referência apenas possuem a lâmina de betão inferior. Na Figura 4.7 esta representada o tipo de malha de elementos finitos utilizado.

Quanto aos apoios que serviram de base aos painéis (ver capítulo 3) no modelo numérico foram considerados como sendo pontuais (simplesmente apoiados)(Fig. 4.8). Trata-se de uma simplificação dado que não foi contabilizada a rigidez do solo [47], pois parte da energia da explosão é dissipada pelas propriedades de amortecimento do solo.

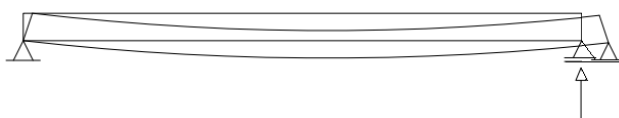
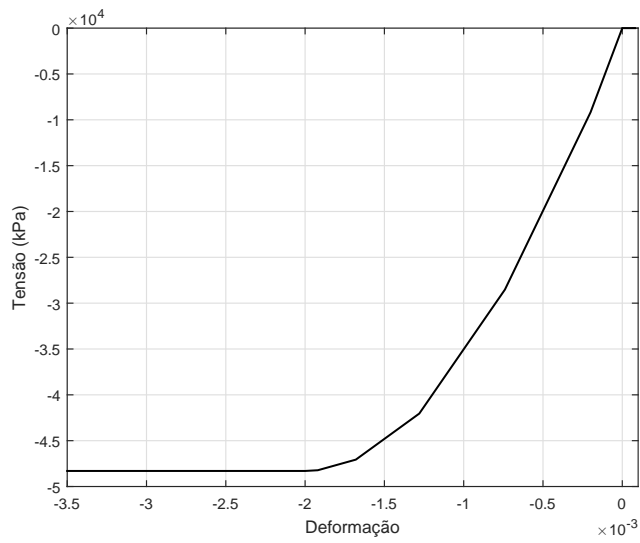
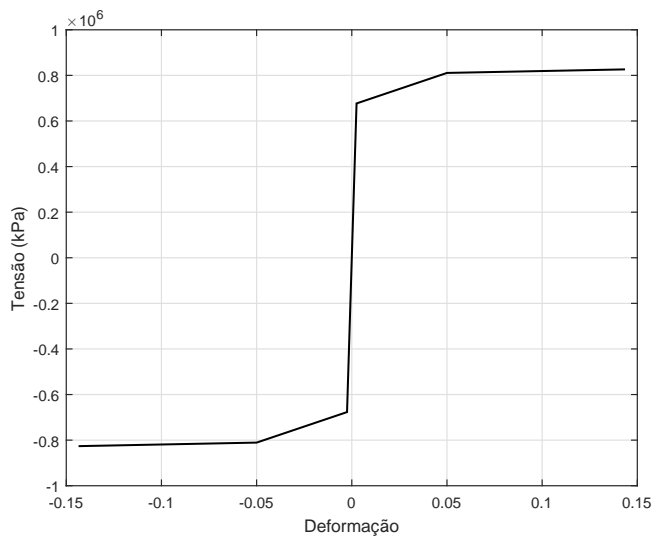


Figura 4.8: Condições de fronteiras considerado no SAP2000

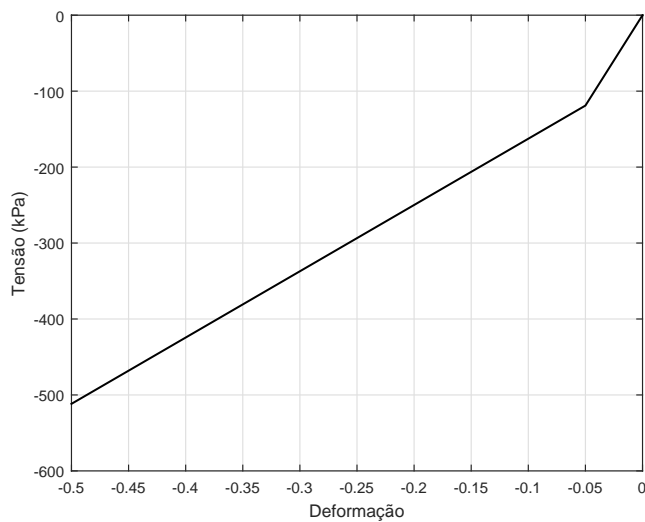
Os painéis foram sujeitos a cargas apresentados na Figura 3.15 do capítulo 3. A carga de explosão foi considerada como sendo uma carga uniforme equivalente ao longo de todo painel (Figura 4.9) [20]. Note-se que, esta simplificação não é adequado para estruturas complexas, mas num elemento como os painéis apresentados nesta dissertação pode ser aceitável. O passo de tempo utilizado para a análise foi de 0.0001s.



(a) Betão (compressão)



(b) Aço



(c) Aglomerado negro de cortiça (compressão)

Figura 4.6: Propriedades dos materiais implementados no SAP2000

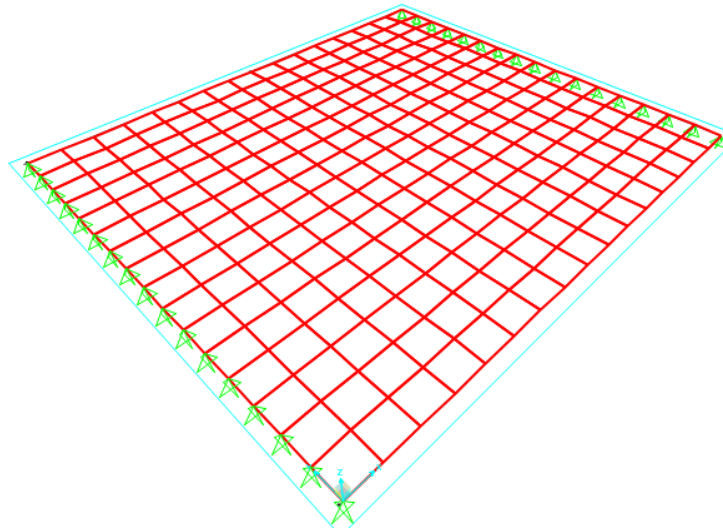


Figura 4.7: Malha de elementos finitos

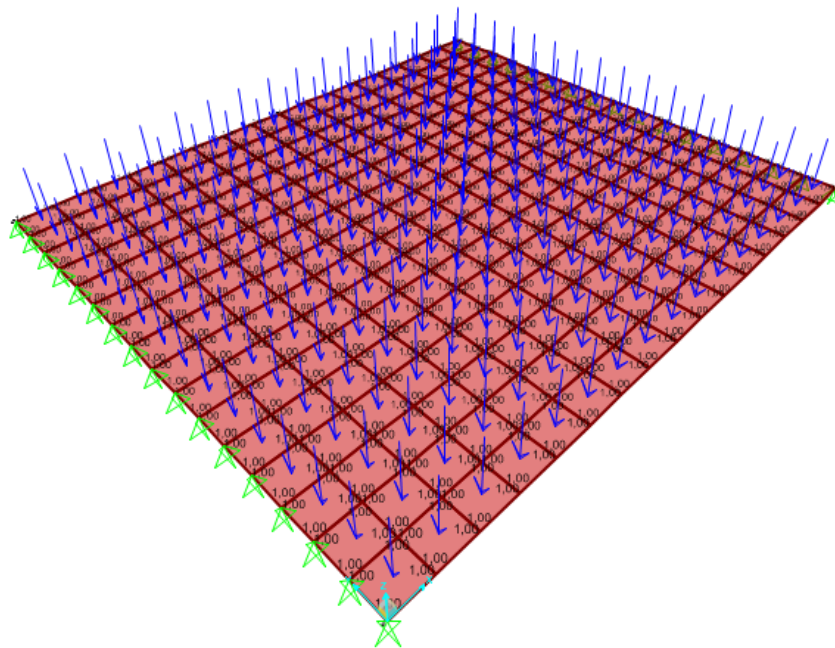


Figura 4.9: Representação da aplicação da carga sobre o painel

Apresenta-se nas Figuras 4.11 e 4.10 as definições das camadas para os diferentes painéis. Verifica-se o que foi dito anteriormente, que as camadas são definidas individualmente. Observa-se as camadas de betão, aglomerado negro de cortiça e as armaduras (duas na face inferior com um ângulo de 90° entre elas para a camada de 0.12m de espessura e a mesma configuração para a camada superior com 0.04 de espessura).

Shell Section Layer Definition

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Material S11	Material S22	Component Behavior S12
Cork-2	0,135	0,05	Membrane	2	Cork	0	Nonlinear	Nonlinear	Linear
ConcS	0	0,12	Shell	3	C30/37	0	Nonlinear	Nonlinear	Linear
BotBar1	-0,032	0,000226	Membrane	1	Rebar	0	Nonlinear	Inactive	Linear
BotBar2	-0,026	0,000226	Membrane	1	Rebar	90	Nonlinear	Inactive	Linear
ConcM	0,18	0,04	Membrane	2	C30/37	0	Nonlinear	Nonlinear	Linear
BotBar1M	0,175	0,000131	Membrane	1	Rebar	0	Nonlinear	Inactive	Linear
BotBar2M	0,18	0,000131	Membrane	1	Rebar	90	Nonlinear	Inactive	Linear
Cork	0,085	0,05	Membrane	2	Cork	0	Nonlinear	Nonlinear	Linear
Cork-2	0,135	0,05	Membrane	2	Cork	0	Nonlinear	Nonlinear	Linear

Quick Start Add Insert Modify Delete

Figura 4.10: Definições das características a atribuir na diferentes camadas no SAP2000

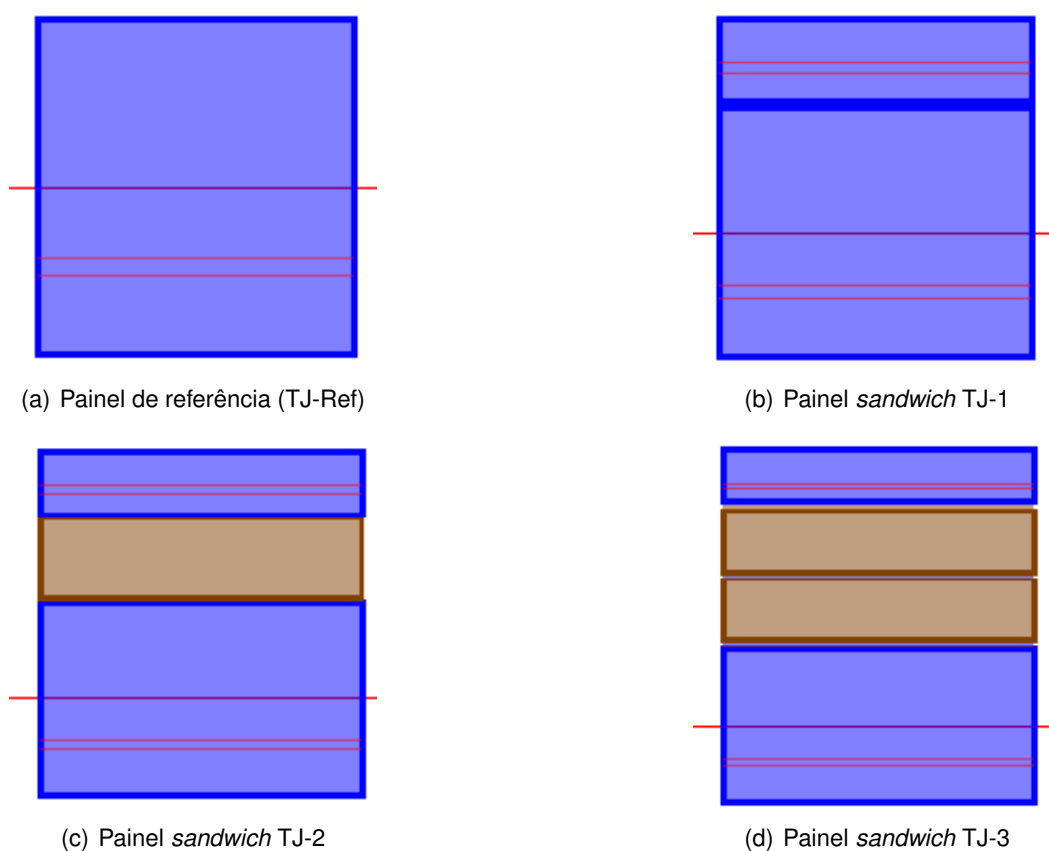


Figura 4.11: Resultado da definição das camadas no SAP2000

4.5.4 Apresentação e discussão dos resultados

Como referido, foram desenvolvidos diversos modelos numéricos, de modo a calibrar e validar a aplicabilidade do programa de cálculo SAP2000 no estudo da resposta dos painéis *sandwich* de betão armado sob ações de explosão.

A diferença entre os diferentes modelos consiste em atribuir aos materiais

diferentes comportamentos (Shell e/ou membrana). Concluiu-se que a atribuição destes parâmetros têm influência no comportamento dos painéis.

Nas Tabelas seguintes apresentam-se os modelos desenvolvidos para cada painel, bem como os resultados dos deslocamentos e tensões a meio vão dos painéis .

Painel de referência TJ-Ref

Tabela 4.9: Modelos para o Painel TJ-Ref

Materiais	Modelo 1
Betão	shell
Armaduras	membrana

Tabela 4.10: Resultados painel TJ-Ref

	Fibra	Modelo 1
Tensões betão (MPa)	fibra superior	-5.9
	fibra inferior	0
Tensões armaduras (MPa)	fibra superior	679.4
	fibra inferior	677.4
Deslocamentos (mm)		37.1

Painel *sandwich* TJ-1

Tabela 4.11: Modelos para o Painel TJ-1

Camada	Fibra	Modelo 1	Modelo 2
C.I. (0.12m)	Betão	S	S
	Armaduras	M	M
C.S (0.04m)	Betão	S	M
	Armaduras	M	M

onde: C.I., C.S. são as camada inferior e superior de betão, M - membrana e S - shell.

Tabela 4.12: Resultados painel TJ-1

	Camada	Fibra	Mod. 1	Mod. 2
Tensões betão (MPa)	C.I. (0.12m)	fibra sup.	0	-7.7
		fibra inf.	0	0
	C.S. (0.04m)	fibra sup.	-22.2	0
		fibra inf.	0.071	0
Tensões armaduras (MPa)	C.I. (0.12m)	fibra sup.	546.7	550.7
		fibra inf.	546.7	550.7
	C.S. (0.04m)	fibra sup.	546.7	550.7
		fibra inf.	546.7	550.7
Deslocamentos (mm)			17.68	32.53

Painel sandwich TJ-2

Tabela 4.13: Modelos para o Painel TJ-2

Camada	Fibra	Mod. 1	Mod. 2
C.I. (0.12m)	Betão	S	S
	Armaduras	M	M
Cortiça (0.05m)		S	M
C.S (0.04m)	Betão	S	M
	Armaduras	M	M

Tabela 4.14: Resultados painel TJ-2

	Camada	Fibra	Mod. 1	Mod. 2
Tensões betão (MPa)	C.I. (0.12m)	fibra sup.	0	-7.7
		fibra inf.	0	0
	C.S. (0.04m)	fibra sup.	-17.4	0
		fibra inf.	0.66	0
Tensões armaduras (MPa)	C.I. (0.12m)	fibra sup.	582.9	548.1
		fibra inf.	582.9	548.1
	C.S. (0.04m)	fibra sup.	582.9	548.1
		fibra inf.	582.9	548.1
Tensões na cortiça (MPa)			0	0
Deslocamentos (mm)			11.89	32.3

Painel sandwich TJ-3

Tabela 4.15: Modelos para o Painel TJ-3

Camada	Fibra	Modelo 1	Modelo 2
C.I. (0.12m)	Betão	S	S
	Armaduras	M	M
Cortiça (0.05m)		S	M
		S	M
C.S (0.04m)	Betão	S	M
	Armaduras	M	M

Tabela 4.16: Resultados painel TJ-3

	Camada	Fibra	Mod. 1	Mod. 2
Tensões betão (MPa)	C.I. (0.12m)	fibra sup.	0	-7.7
		fibra inf.	0	0
	C.S. (0.04m)	fibra sup.	12.2	0
		fibra inf.	0.67	0
Tensões armaduras (MPa)	C.I. (0.12m)	fibra sup.	502.6	554.1
		fibra inf.	502.6	554.1
	C.S. (0.04m)	fibra sup.	502.6	554.1
		fibra inf.	502.5	554.1
Tensões na cortiça (0.05m)			0	0
Tensões na cortiça (0.05m)			0	0
Deslocamentos (mm)			7.5	32.5

Analisando os resultados verifica-se que considerar o comportamento *shell* para as camadas de betão de 0.12m e de 0.04m e aglomerado negro de cortiça e atribuir o comportamento de membrana para as armaduras (modelo 1) não oferece um comportamento adequado aos painéis, sendo esta, uma solução inadequada para a resposta dos painéis.

Outra observação que se pode fazer dos resultados obtidos diz respeito às tensões nas armaduras na lâmina superior de betão (0.04 m de espessura) na qual se verifica que as tensões nas armaduras são elevadas (de tração), não se percebe o porquê deste facto, pois as armaduras deveriam ser sujeitas a tensões muito baixas (e de compressão), uma possível justificação pode ser um provável erro do *software* na realização deste tipo de análises.

Na Tabela 4.17 são apresentados os deslocamentos obtidos na campanha experimental e modelo numérico 2, isto é, o modelo onde apenas o betão da camada inferior (0.12m de espessura) é modelado com comportamento *shell* e os restantes materiais com comportamento de membrana. Este foi o modelo considerado satisfatório para a resposta dos painéis porque conduz a resultados aceitáveis.

Importa ainda referir que todos os modelos numéricos apresentaram um deslocamento residual da ordem dos 4 mm.

Tabela 4.17: Deslocamentos obtido experimentalmente e numericamente (modelo 2) e diferença entre ambas

Painel	W [kg]	R [m]	Desloc. max.[mm]		Diferença desloc. [%]
			Exp.	Num.	
TJ-Ref			22.0	37.1	41
TJ-1-2	5.5	2.0	21.0	32.5	35
TJ-2			24.0	32.3	26
TJ-3-1			45.5	32.5	29

Através da observação destes resultados verifica-se que o aumento da lâmina de betão de 0.04m de espessura reduz a frequência de vibração e os deslocamentos de 37.1 mm para 32.5 mm (modelo 2). Conclui-se também que os 3 painéis *sandwich* têm deslocamentos e frequências iguais. Comparativamente ao painel de referência (TJ-Ref) os painéis *sandwich* apresentam um melhor comportamento, mas não muito significativo. Relativamente, à camada de aglomerado negro da cortiça verifica-se que este não introduz nenhum ganho, podendo-se mesmo dizer que não têm nenhuma contribuição na resposta dos painéis.

Os diagramas dos deslocamentos e tensões dos painéis encontram-se descritos nas Figuras seguintes.

As unidades referentes às Figuras são: os diagramas de tensões estão expressos em MPa, o diagrama de deslocamentos em metros (ordenada) e em segundos (abscissa).

Painel de referência TJ-Ref

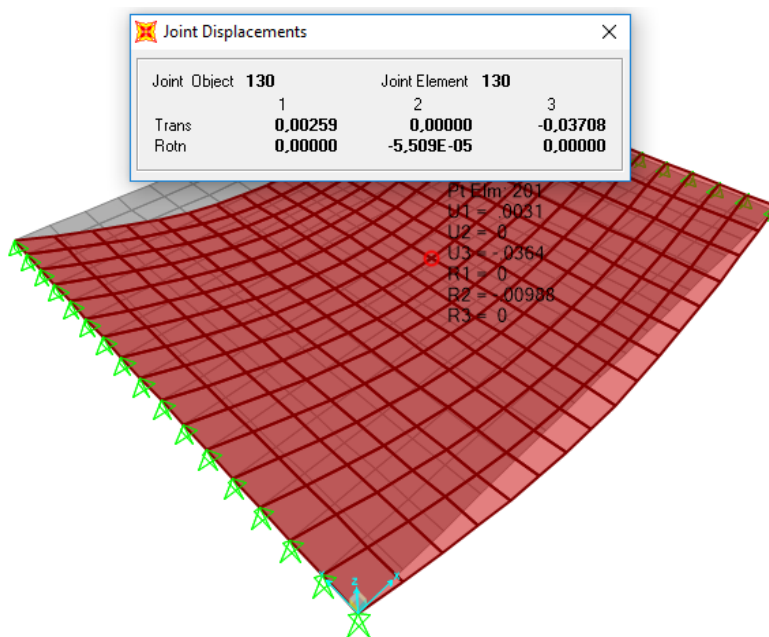


Figura 4.12: Deformação do painel TJ-Ref

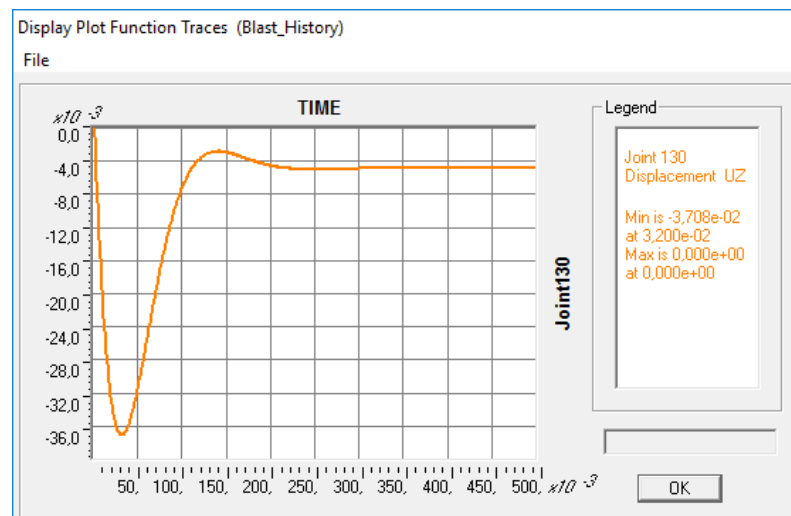


Figura 4.13: Deslocamento do painel TJ-Ref em função do tempo

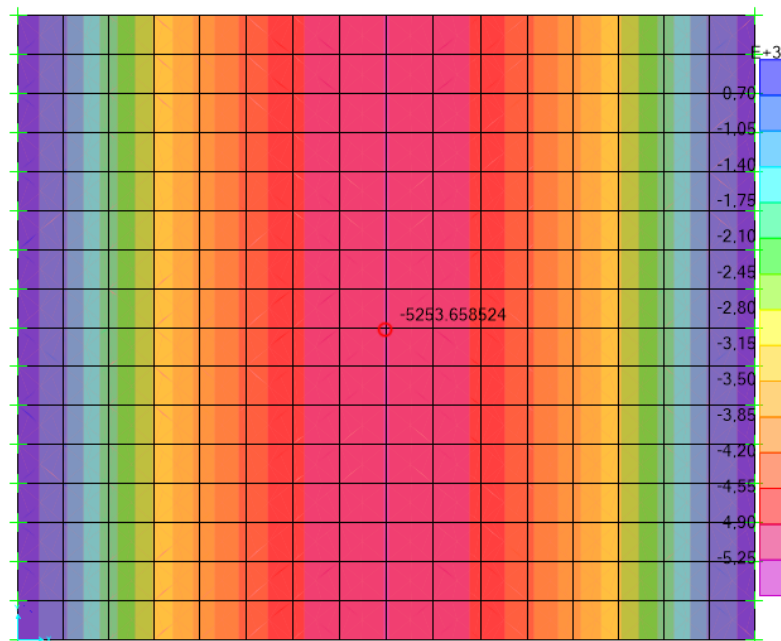


Figura 4.14: Tensão no betão na fibra inferior - Painel TJ-Ref

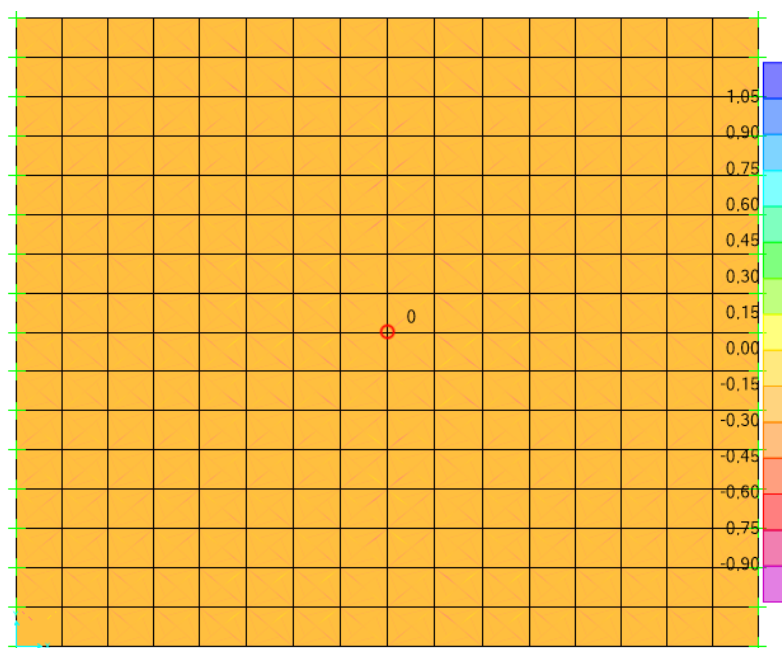


Figura 4.15: Tensão no betão na fibra superior - Painel TJ-Ref

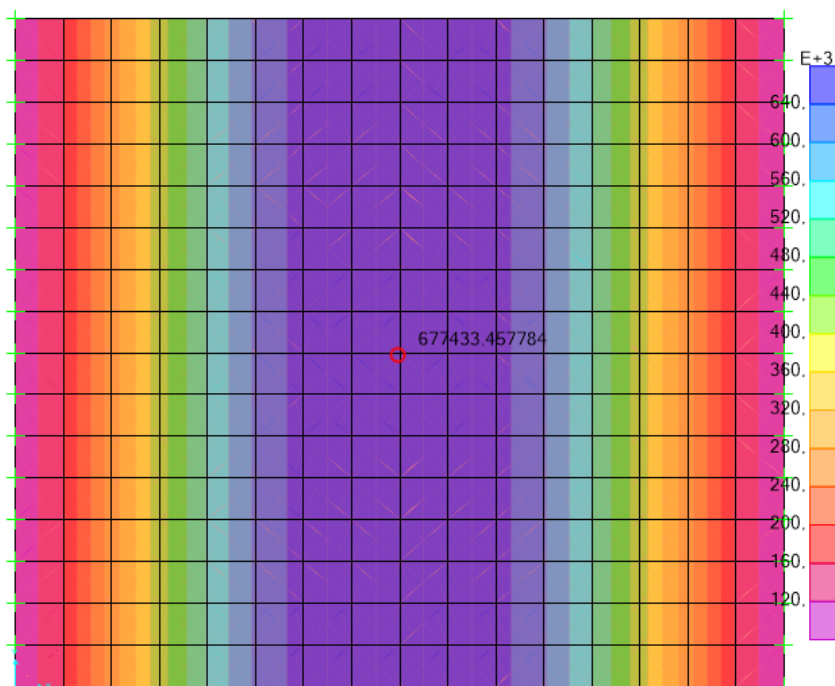


Figura 4.16: Tensões nas armaduras no painel TJ-Ref

Painel sandwich TJ-1

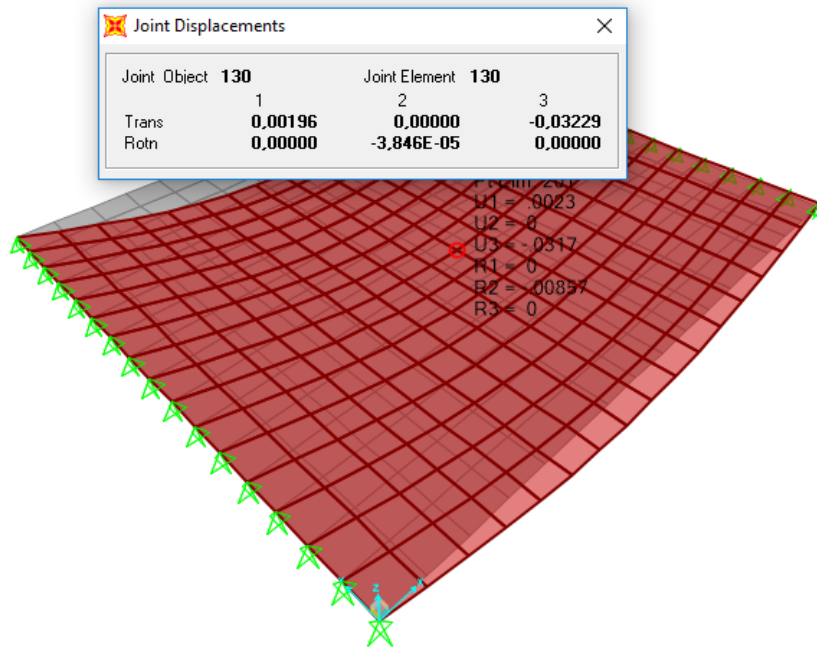


Figura 4.17: Deformação do painel TJ-1

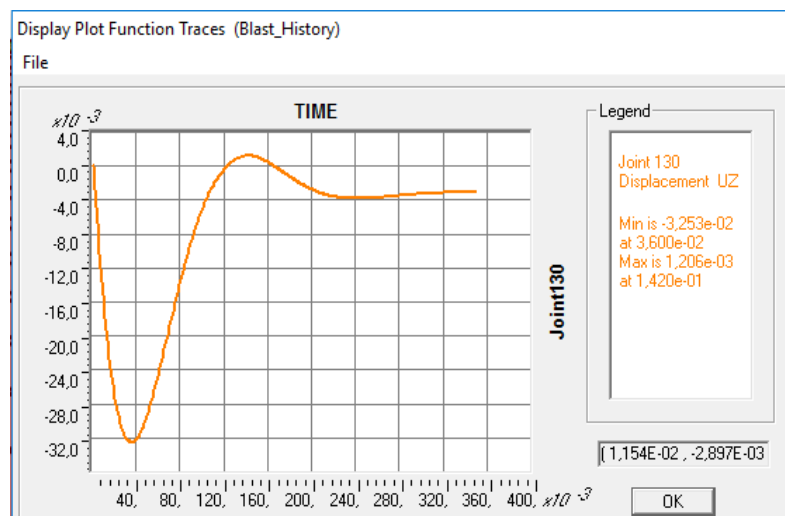


Figura 4.18: Deslocamento do painel TJ-1 em função do tempo

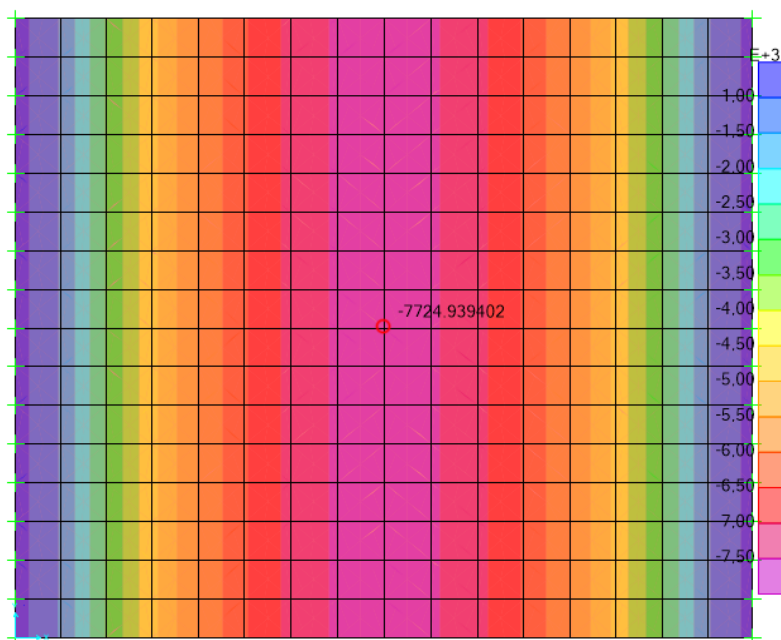


Figura 4.19: Tensões no betão (fibra superior) na camada inferior - Painel *sandwich* TJ-1

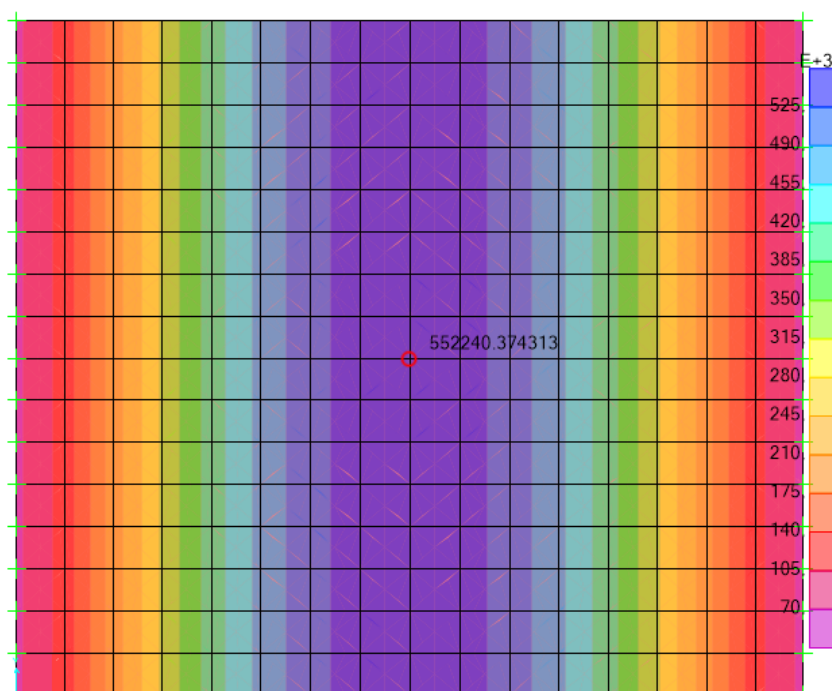


Figura 4.20: Tensões nas armaduras no painel TJ-1

Painel *sandwich* TJ-2

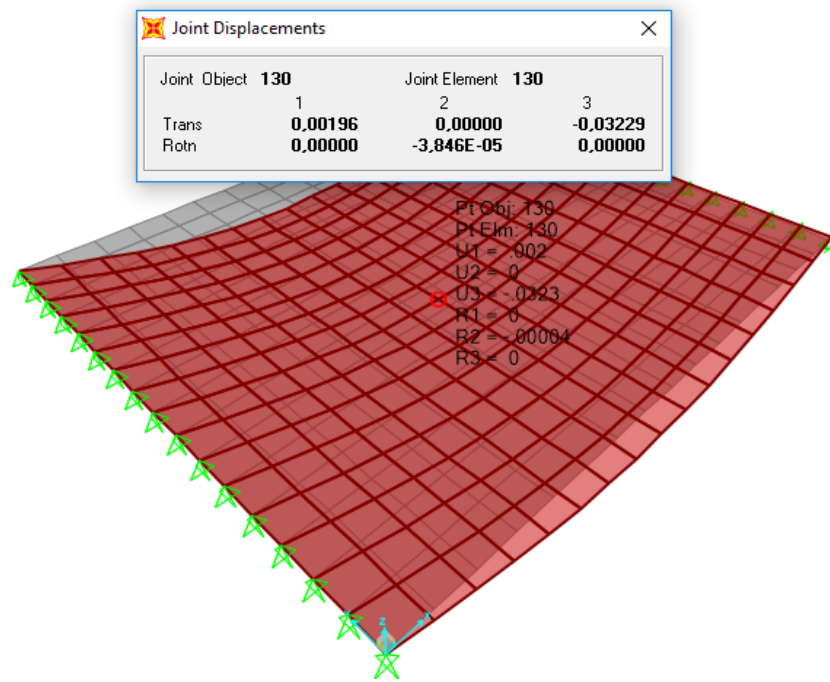


Figura 4.21: Deformação do painel TJ-2

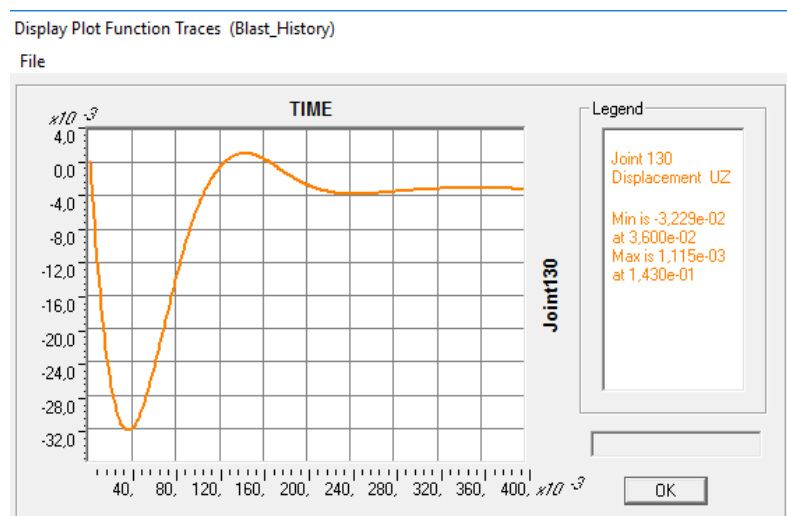


Figura 4.22: Deslocamento do painel TJ-2 em função do tempo

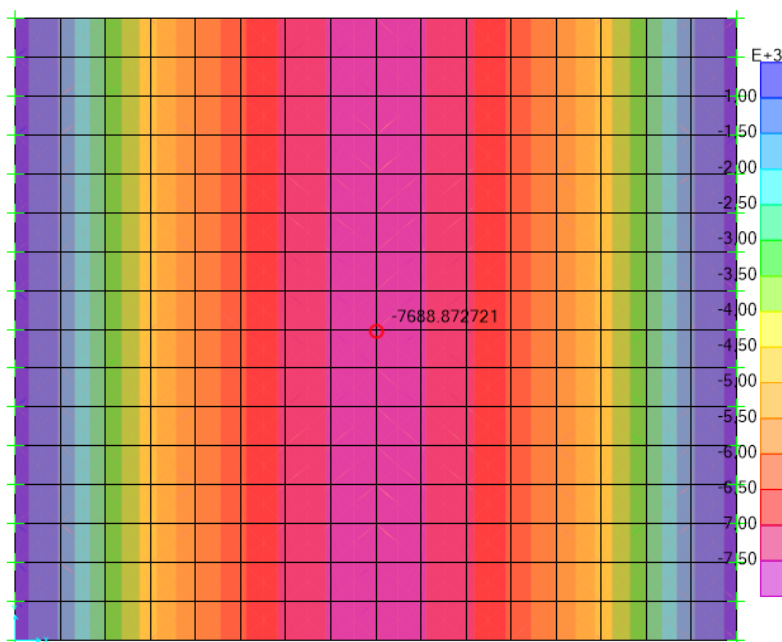


Figura 4.23: Tensões no betão (fibra superior) na lâmina inferior - Painel *sandwich* TJ-2

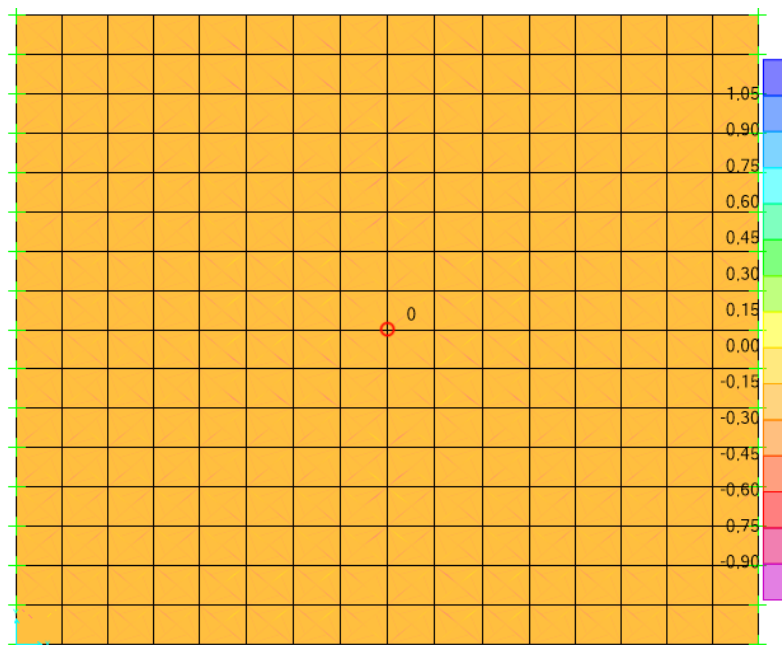


Figura 4.24: Tensões no aglomerado negro de cortiça - Painel *sandwich* TJ-2

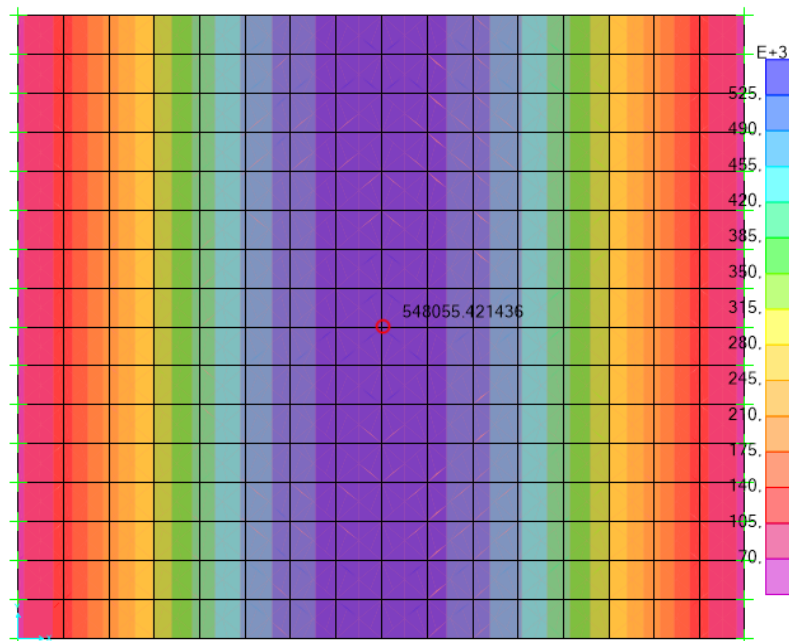


Figura 4.25: Tensões nas armaduras no painel TJ-2

Painel *sandwich* TJ-3

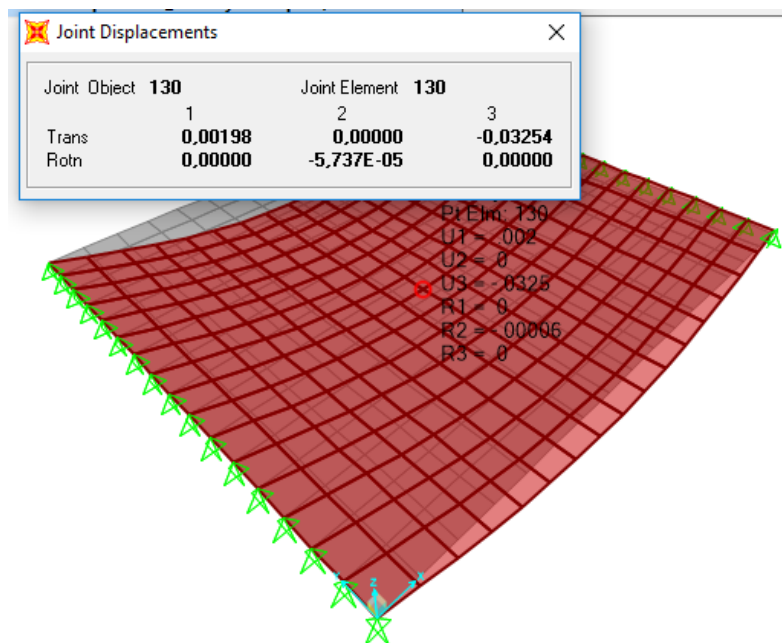


Figura 4.26: Deformação do painel TJ-3

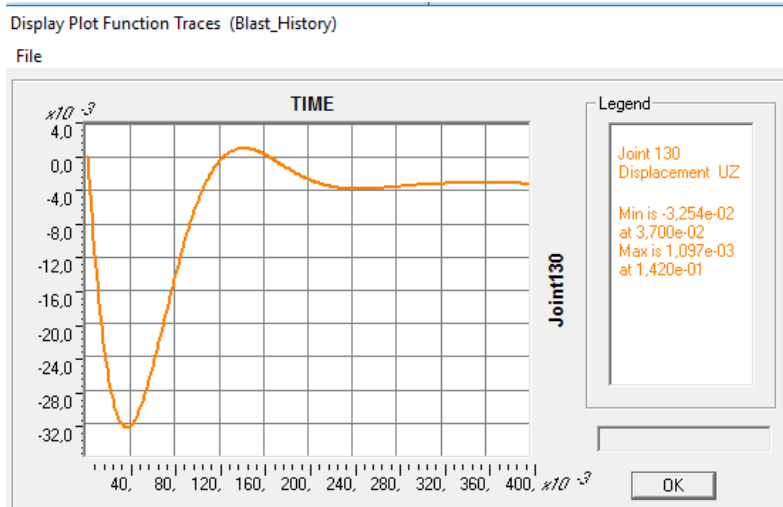
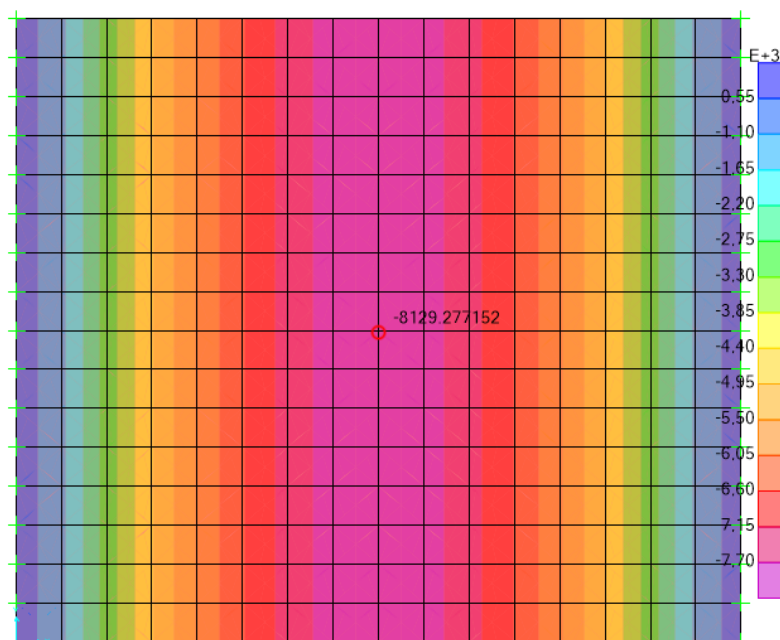


Figura 4.27: Deslocamento do painel TJ-3 em função do tempo

Figura 4.28: Tensões no betão (fibra superior) na lâmina inferior - Painel *sandwich* TJ-3

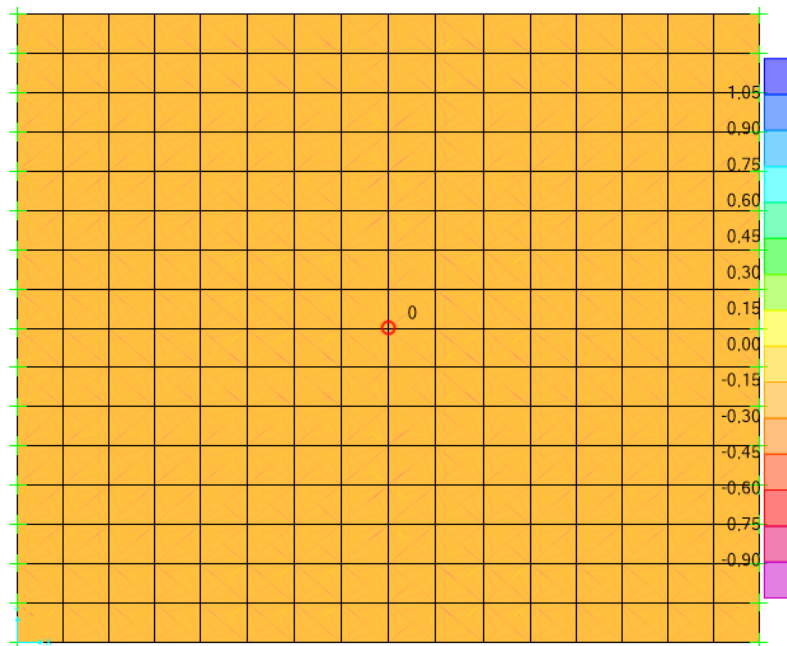


Figura 4.29: Tensões no aglomerado negro de cortiça - Painel *sandwich* TJ-3

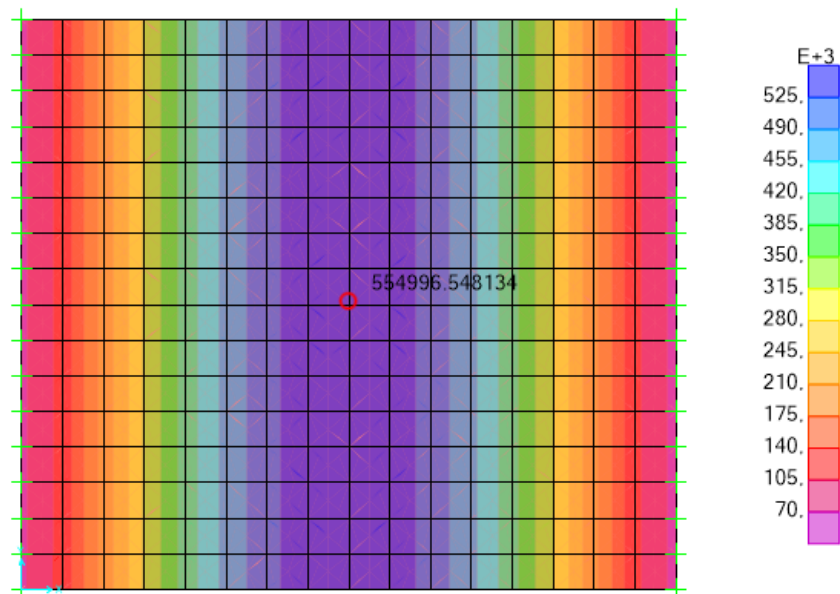


Figura 4.30: Tensões nas armaduras no painel TJ-3

Capítulo 5

Conclusões e desenvolvimentos futuros

5.1 Conclusões

Várias vítimas civis e danos estruturais têm sido causados na sequência dos sucessivos ataques terroristas que têm ocorrido no interior ou nas proximidades das estruturas. Como consequência, tais eventos têm gerado consideráveis preocupações a nível mundial, na proteção dos edifícios e dos seus ocupantes.

Por isso, o grande desafio da engenharia civil centra-se nomeadamente no estudo de novos elementos estruturais, métodos de reforços, técnicas de construção, metodologias de projeto e materiais, a fim de ajudar para a minimização de danos e colapsos estruturais causados por uma explosão, mas sobretudo na preservação de vidas humanas.

Nesta secção reúnem-se os aspetos mais relevantes, de modo a permitir uma visão global de todo trabalho apresentado na presente dissertação.

Assim, iniciou-se o trabalho com uma introdução da problemática das explosões sobre as estruturas, onde foi visto que as estruturas existentes são vulneráveis e que a dimensão dos danos causados depende do tipo de estrutura, da natureza do explosivo e da sua localização em relação à estrutura.

No segundo capítulo, foi elaborado uma descrição dos principais trabalhos de investigação realizados no âmbito das estruturas de betão armado sob ações de explosão. Relativamente a trabalhos sobre painéis *sandwich* verificou-se uma escassez em termos de investigação. Neste capítulo discutiu-se ainda os fundamentos da natureza de uma explosão, cujas pressões decrescem de forma exponencial com o tempo e com a distância. Foi visto ainda as diferentes formulações apresentadas por Kinney&Graham [31] e UFC [18] para caracterizar a explosão. Também foi visto que as propriedades dos materiais sofrem alterações quando são submetidas a cargas dinâmicas.

O capítulo 3 foi dedicado à campanha experimental dos painéis e verificou-se

que os painéis têm praticamente o mesmo comportamento. No que respeita aos deslocamentos obtidos verificou-se uma semelhança nos resultados para a carga 5.5kg a 2m e que o pior cenário ocorreu durante o ensaio do painel *sandwich* TJ-3, mas apenas quando se aumentou a carga para uma quantidade em que já era expectável ocorrer a rotura .

De modo geral, os painéis propostos apresentaram um bom comportamento face às cargas de explosão a que foram submetidos. Esperava-se que o aglomerado negro de cortiça melhorasse o comportamento em termos da dissipação, o que não se verificou.

Outro dos objetivos deste estudo consistiu na utilização de métodos simplificados e métodos numéricos para avaliar a resistência dos painéis face à ocorrência de explosões.

Em relação ao método analítico que se baseia no princípio da conservação da energia foi visto que os resultados não foram os previstos, talvez devido ao facto de o explosivo utilizado não ser o mais acertado e também devido à relação de força face ao TNT não ser o adequado. Não é possível justificar os resultados obtidos com o sistema de medição, pois neste caso para deslocamentos da ordem de grandeza de 100 mm o sistema teria colapsado.

Relativamente ao método numérico foi utilizado o programa de elementos finitos, SAP2000, que mesmo apresentando limitações para prever o real comportamento das estruturas quando sujeitas a cargas extremas, tais como explosões, foi considerado adequado para estudar a resposta dos elementos, pois os resultados dos deslocamentos para a carga explosiva de 5.5 kg a 2 metros (história de carga ver Figura 3.15 (a)) foram próximos dos obtidos experimentalmente.

Importa ainda referir que o programa não oferece as potencialidades que, por exemplo, outros programas oferecem como a capacidade de simular comportamento da estrutura desde a sua fase elástica até á fase da destruição total da estrutura (colapso) tendo em conta os fenómenos não-lineares como separação e colisão de elementos.

Por último, é importante destacar que a campanha experimental está inserida no âmbito do projeto de investigação - "Segurança e Integridade Estrutural de Edifícios Estratégicos face a Explosões acidentais ou provocadas - *SI4E*", e visa contribuir para o conhecimento técnico e científico sobre o comportamento dos painéis *sandwich* de betão armado sob ações de explosão. Pretende também contribuir para a compreensão dos fundamentos da dinâmica de explosões.

5.2 Desenvolvimentos futuros

De modo a dar a continuidade ao trabalho realizado na presente dissertação, nesta secção são feitas algumas sugestões para estudos posteriores que podem ser desenvolvidos e visam não só complementar o trabalho realizado como abrir novos

percursos de investigação.

No decorrer da campanha experimental foram tomadas opções determinantes na obtenção dos resultados, como o sistema de monitorização utilizado, o tipo de explosivo, a mudança de distância R, porque caso as decisões idealizadas no estudos preliminares (a utilização do sistema de monitorização designado na tese por sistema A, a utilização de explosivos de TNT) fossem aplicadas, certamente que outros resultados em termos de deslocamentos poderiam ser encontrados, pois haveria menores probabilidades de erros de medição e melhor base calibração e comparação

Por isso, sugere-se que para a realização de trabalhos futuros deste calibre sejam utilizados sistemas de monitorização mais adequados, por exemplo o sistema A, constituído por um equipamento de medição de deslocamentos e pressões.

Tendo sido utilizado um programa de elementos finitos, que como referido anteriormente possui limitações na simulação de estruturas sujeitas a cargas extremas, propõe-se a utilização de outros programas de cálculos, tais como ELS, de modo a calibrar estes programas.

Também seria pertinente avaliar a resistência à explosão de outros elementos *sandwich* de betão armado com aglomerado negro de cortiça ou com outros materiais como poliestireno expandido moldado (EPS) e poliestireno expandido extrudido (XPS).

Por último, propõe-se o desenvolvimento de novas metodologias de cálculo ou readaptar as existentes, por exemplo, com coeficientes corretivos de modo a ter em conta os elementos absorventes de energia para o caso de painéis *sandwich*.

Bibliografia

- [1] Alonso, G. M.: *Experimental and numerical analysis of reinforced concrete elements subjected to blast loading*. Tese de Doutorado, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos - Universidad Politécnica de Madrid, 2013.
- [2] Alonso, G. M., D. A. Cendón, F. Gálvez e V. Sánchez-Gálvez: *Fracture of concrete structural members subjected to blast*. Em *8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, 2013.
- [3] AMIA bombing. https://en.wikipedia.org/wiki/AMIA_bombing.
- [4] Appleton, J.: *Estruturas de Betão*, volume Volume 1. Orion, 2013.
- [5] Applied Science International, Durham, NC: *Extreme Loading for Structures -Theoretical Manual*, 2013.
- [6] Asprone, D., A. Nanni, H. Salem e H. Tagel-Din: *Applied element method analysis of porous GFRP barrier subjected to blast*. *Advances in Structural Engineering*, 13:153â170, 2010.
- [7] Azevedo, A. F. M.: *Análise Não Linear de Estruturas Planas de Betão Armado Pelo Método dos Elementos Finitos*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1985.
- [8] Baker, W. E.: *Explosions in Air*. University of Texas Press, 1973.
- [9] Bangash, M. Y. H. e T. Bangash: *Explosion-Resistant Buildings. Design, Analysis, and Case Studies*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006.
- [10] Bento, R.: *Novos Métodos para Dimensionamento Sísmico de Estruturas*. Ciclo de Palestras em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias, 2003.
- [11] Biggs, J.M.: *Introduction to Structural Dynamics*. McGraw-Hill, New York, 1964.
- [12] Bischoff, P.H. e S.H. Perry: *Compressive behaviour of concrete at high strain rates*. *Materials and structures*, 24(6):425 – 450, 1991.

- [13] Buchan, P. A. e J. F. Chen: *Blast resistance of FRP composites and polymer strengthened concrete and masonry structures â A state-of-the-art review*. Composite Part B: Engineering, 38:509–522, 2007.
- [14] Chopra, A. K.: *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1st ed edição, 1995.
- [15] Clough, R. W. e J. Penzien: *Dynamics of structures*. Computers & Structures, Inc., 3rd edition edição, 2003.
- [16] Computers & Structures, Inc.: *CSI Analysis Reference Manual*. 2013.
- [17] Costa, M. L. B.: *Caracterização das propriedades físicas, mecânicas e térmicas de betões com incorporação de cortiça*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia â Universidade de Coimbra, 2011.
- [18] Dept of Defense: *Unified Facilities Criteria: Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*. UFC 3-340-02, ufc 3-340-02 edição, dezembro 2008.
- [19] Dusenberry, D. O.: *Handbook For Blast-Resistant Design of Buildings*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2010.
- [20] Engineers, U.S. Army Corps of: *Methodology Manual for the Single-Degree-of-Freedom Blast Effects Design Spreadsheets*. PDC TR-06-01, September 2008.
- [21] Fortes, M. A., M. E. Rosa e H. Pereira: *A Cortiça*. IST Press. Lisboa, 2004.
- [22] Gil, L.M.: *Cortiça: Produção, Tecnologia e Aplicação*. INETI â Instituto Nacional de Engenharia e Tecnologia Industrial, 1998.
- [23] Gomes, G. J.: *Reutilização de edifícios correntes para fins operacionais - Blast Assessment*. Tese de Mestrado, Instituto Universitário Militar, 2016.
- [24] Gonçalves, M. T. M. do S.: *Reforço de placas de betão armado com argamassas armadas para acções de explosão*. Tese de Mestrado, Faculdade Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa, 2015.
- [25] Hosseinipoor, S. M. A., R. Gholamrezaei e M. Akbarian: *Study of explosive resistance scaling on reinforced concrete slab under loading, under free-air burst blast*. Indian J. Sci. Res, páginas 651–659, 2014.
- [26] IPQ - Instituto Português da Qualidade: *Norma Portuguesa NP EN206-1: Betão, Parte I: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. 2007.
- [27] IPQ - Instituto Português da Qualidade: *Norma Portuguesa NP EN1992 1-1: Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 2010.
- [28] ISO 15630: *Steel for the reinforcement and prestressing of concrete - Test methods - Part 1: Reinforcing bars, wire rod and wire*. 2010.

- [29] ISO 6892-1: *Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at room temperature*. 2009.
- [30] Júnior, R. H.: *Dry joint between precast concrete elements*. Tese de Mestrado, Faculdade Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa, setembro 2016.
- [31] Kinney, G. F. e K. J. Graham: *Explosive Shocks in Air*. Springer Berlin Heidelberg, 2nd edition edição, 1985.
- [32] Luccioni, B. M. e M. Luege: *Concrete pavement slab under blast loads*. International Journal of Impact Eng, 32:1248–1266., 2004.
- [33] Magnusson, J.: *Structural Concrete Elements Subject to Air Blast Loading. Licentiate thesis in Concrete Structures*. Tese de Mestrado, School of Architecture and the Built Environment (ABE), Civil and Architectural Engineering, Maio 2007.
- [34] Malvar, L. J. e J. E. Crawford: *Dynamic increase factors for steel reinforcing bars*. Em *In Proceedings of the Twenty-Eighth DoD Explosives Safety Seminar*, 1998.
- [35] Malvar, L.J. e J.E. Crawford: *Dynamic increase factors for concrete*. Technical report, DTIC Document, 1998.
- [36] Mário, A. A. F.: *Análise Pushover com Elementos Shell em Paredes Estruturais*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Novembro 2013.
- [37] MC90, CEBFIP: *Design of concrete structures*. CEB-FIP model code 1990, 1993.
- [38] Meguro, K. e H. Tagel-Din: *Applied element method for structural analysis: Theory and application for linear materials*. Structural Engineering Earthquake Engineering, 17(1):21–35, 2000.
- [39] Millard, S. G., T. C. K. Molyneaux, S. J. Barnett e X. Gao: *Dynamic enhancement of blast-resistant ultra-high performance fibre-reinforced concrete under flexural and shear loading*. International Journal of Impact Engineering, 37:405–413, 2010.
- [40] Mlakar, P.F. e D. Barker: *Handbook for Blast Resistant Design of Buildings*. Wiley, 2010.
- [41] Naito, C. J., J. M. Hoemann, J. S. Shull, A. Saucier, H. A. Salim, B. T. Bewich e M. I. Hammons: *Precast/Prestressed concrete experiments performance on non-load bearing sandwich wall panels*. PCI Journal, 2011.
- [42] Needham, C. E.: *Blast Waves. Shock Wave and High Pressure Phenomena*. Springer Berlin Heidelberg, 2010.

- [43] Newmark, Nathan M.: *A Method of Computation for StructStu Dynamics*. Journal of the Engineering Mechanics Division, páginas 67–94, 1959.
- [44] Ngo, T., P. Mendis, A. Gupta e J. Ramsay: *Blast loading and blast effects on structuresâan overview*. Electronic Journal of Structural Engineering, 7:76â91, 2007.
- [45] Okamura, H. e K. Maekawa: *Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete*. Gihodo Co. Ltd., Tokyo, 1991.
- [46] Ramos, A.P. e V. J. Lúcio: *Sebenta de estruturas de betão armado I e II*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2009.
- [47] Rebelo, H. B.: *Numerical Simulation of Blast on Fibre Grout Strengthened RC Panels*. Tese de Mestrado, Faculdade Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa, 2015.
- [48] Ristic, D., Y. Yamada e H. Iemura: *Stress-strain based modeling of hysteretic structures under earthquake induced bending and varying axial loads*. Research Rep. No. 86-ST, 1, 1986.
- [49] Sim, D.: *China explosions aftermath: Photos from inside the blast zone show the devastation in Tianjin*. August 2015.
- [50] Smilowitz, R., C. Arnold, M. Ettouney, M. Hankewycz, W. Blewwet, M. Kaminskas e E. Letvin: *Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings*. Buildings and Infrastructure Protection Series. U.S. Dept. of Homeland Security, Washington, DC. FEMA 426/BIPS 06, 2nd edition edição, October 2011.
- [51] Sousa-Martins, J., D. Kakogiannis, F.Coghe, B. Reymen e F. Teixeira-Dias: *Behaviour of sandwich structures with cork compound cores subjected to blast waves*. Engineering Structures, 46:140–146, 2013.
- [52] Tagel-Din, H. e K. Meguro: *Applied element method for dynamic large deformation analysis of structures*. Structural Engineering Earthquake, 2000.
- [53] Teixeira-Dias, F., J. Pinho da Cruz, R.A. Fontes Valente e R.J. Alves de Sousa: *Método dos Elementos Finitos - Técnicas de Simulação Numérica em Engenharia*. ETEP, 2010.
- [54] Yandzio, E. e M. Gough: *Protection of buildings against explosions*. Steel Construction Institute, 1999.