



Manuel Tomás Marques do Souto Gonçalves

**REFORÇO DE PLACAS DE BETÃO
ARMADO COM ARGAMASSAS
ARMADAS PARA ACÇÕES DE
EXPLOSÃO**

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

Orientador: Professor Doutor Válter José da Guia Lúcio, Professor
Associado, FCT/UNL

Co-orientador: Professora Doutora Ana Rita Faria Conceição de
Sousa Gião Gamito Reis, Professora Assistente, ISEL

Júri:

Presidente: Professor Doutor Rodrigo Gonçalves, FCT/UNL

Arguente(s): Professor Doutor Corneliu Cismasiu, FCT/UNL

Vogal(ais): Professor Doutor Válter José da Guia Lúcio, FCT/UNL



Março 2015

REFORÇO DE PLACAS DE BETÃO ARMADO COM ARGAMASSAS ARMADAS PARA ACÇÕES DE EXPLOSÃO

“Copyright”

Manuel Tomás Marques do Souto Gonçalves, 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 de 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 objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

A todas as pessoas e entidades que contribuíram, directa e indirectamente, para a realização e conclusão desta dissertação, em especial ao Prof. Válter Lúcio, meu orientador científico, pela oportunidade e confiança, pelos ensinamentos prestados, pela forma interessada com que sempre respondeu às minhas solicitações e pela orientação recebida ao longo da realização desta dissertação.

À Prof.^a Ana Gião G. Reis, minha co-orientadora científica. Agradeço-lhe o conhecimento que me transmitiu e a sua valiosa ajuda na realização dos trabalhos laboratoriais.

Ao Eng.^o Major Gabriel Gomes, e aos militares do campo militar de Santa Margarida. Sem a sua preciosa ajuda e conhecimentos não teria sido possível a realização dos ensaios experimentais.

Ao Sr. José Gaspar e Sr. Jorge Silvério, pela colaboração nos trabalhos laboratoriais necessários à realização desta dissertação.

À Empresa Concremat e ao Eng. Romeu Reguengo por nos ter fornecido as paredes de betão armado.

À Empresa Secil e ao Eng. Vitor Vermelhudo por nos terem dispensado o cimento necessário à execução dos trabalhos laboratoriais.

À Empresa KARCHER pelo serviço prestado na decapagem das placas de betão através da utilização de um jacto de água de alta pressão.

Aos colegas André Fonseca, Henrique Silva, Duarte Silva, João Sabarigo, João Clode, Francisco Tavares e Hugo Fernandes pelos conhecimentos partilhados e ajuda no desenvolvimento da presente dissertação.

A todos os meus amigos, em especial ao Bryan Pato, Pedro Serrão, Vasco Conceição e João Cabaço pelo seu apoio, ajuda e acompanhamento no desenvolvimento desta dissertação.

À minha família, em especial aos meus pais, irmãos e tia, por tudo.

Resumo

Quando uma explosão, com origem terrorista ou acidental, ocorre perto de estruturas vulneráveis, pode causar grandes estragos e perdas de vida. Existem diversos estudos experimentais e numéricos que analisaram reforços de estruturas de betão com Polímeros Reforçados com Fibras (FRP) contra o efeito de explosivos. Apesar dos bons resultados, estas soluções são pouco económicas. Existe, portanto, a necessidade de continuar a desenvolver novos métodos mais económicos, para aumentar a resistência dos vários elementos que compõem a estrutura de um edifício contra os efeitos de explosões.

Nesta dissertação estudou-se a utilização de 3 diferentes tipos de reforço em placas de betão armado. Estas placas, com 2,6x2,17 m e 12 cm de espessura, originalmente foram projectadas como painéis para fachadas de edifícios, foram ensaiadas para acções de explosões normais ao seu plano. Os reforços estudados nesta dissertação podem assim ser utilizados para reforçar lajes e paredes de betão armado de fachadas de edifícios. Os 3 diferentes tipos de reforço, com 2 cm de espessura em toda a área da face que representa o interior do edifício, têm como base uma calda de cimento. A sua diferença está no tipo de armadura utilizada. Na solução A, é utilizada uma malha distendida galvanizada em aço. Nas soluções B e C são utilizadas fibras de aço contínuas. Estudos recentes desenvolveram e caracterizaram esta Calda Reforçada com Fibras Unidireccionais (CRFU) [1] [2]. Este compósito diverge face aos outros, desenvolvidos até então, por ser reforçado com uma manta não-tecida de fibras de aço contínuas e unidireccionais. Nesta dissertação, esta Calda Reforçada com Fibras Contínuas de aço é utilizada como reforço contra os efeitos de uma explosão nas soluções B e C. Na solução B, é utilizado 1% de fibras na direcção do vão, e na solução C, é utilizado 0,5 % de fibras em direcções ortogonais.

Para ensaio experimental foram preparadas 4 placas de betão armado: três com os reforços já mencionados e uma sem reforço, como referência. Estas placas foram ensaiadas, simplesmente apoiadas em dois bordos paralelos, com um vão livre de 2,3 m. A placa A não foi ensaiada por rotura do modelo aquando da sua montagem. A placa C foi utilizada num ensaio preliminar com o objectivo de testar o sistema de ensaio. No primeiro ensaio desta placa, foram utilizados 2n kg de TNT a 3 m de distância, não provocando qualquer dano na placa. No segundo ensaio foram utilizados 8 kg de TNT a 2 m de distância, levando a placa à rotura. A placa B e a placa de referência foram ensaiadas com 8 kg de TNT a 3 m de distância. Os resultados mostram que os danos na placa reforçada diminuíram cerca de 40%.

Palavras-chave: Explosão, Onda de choque, Calda reforçada, Fibras contínuas de aço, Malha distendida.

Abstract

When an explosion, with terrorist or accidental characteristics, occurs near a vulnerable structure, it can create a great damage and endanger victims. There are many experimental and numerical studies analyzing the reinforcement of concrete structures with fiber reinforced polymer against the explosion effects. These solutions are considered expensive beside the good results obtained in these studies. Therefore, there is still an existing need to continue developing new, less expensive methods, to upgrade the endurance of those elements that belong to the building structures, against explosion effects.

In this dissertation, the study was about the utilization of 3 different types of strengthening of ferroconcrete panels. This panels with 2,6 x 2,17m and 12cm of thickness, although originally designed as façade panels for buildings, they were tested with the explosion acting perpendicularly the plane. The reinforcement studied in this dissertation can now be used to strengthen slabs and façade panels. The 3 different kind of reinforcement, with 20 mm thickness of grout in the surface area, represents the interior of the concrete panel of the building. In solution A a galvanized steel mesh is used. In solutions B and C continuous steel fibers were used. Recent studies developed and characterized this unidirectional fiber Reinforced Grout. Facing other developed composites, this one diverges for being reinforced with a continuous and unidirectional non-weave layer of steel fiber. On this dissertation, this reinforced grout with continuous steel fibers is used to increase the strength of reinforced concrete panels against the effects of an explosion on the solutions B and C. On solution B, 1% of the fibers are used in the span direction. In solution C only 0,5% is used in orthogonal directions.

For the experimental test, 4 panels were arranged, representing concrete plates, three with the reinforcement already mentioned, and one without the reinforcement, as a reference. These plates supported in two parallel edges, with a free span of 2,3 m, were tested against the explosion effect. Plate A was not tested because the model failed while assembling it. Plate C was used in a preliminary test with the objective of testing the system. In the first test 2 kg of TNT was used, at 3 meters of distance from the plate but no damage was observed. In the second test, 8 kg of TNT was used at 2 m of the plate, leading the plate to failure. Plate B and the reference plate were tested with 8 kg of TNT at 3 m. The results show that the damage on the strengthened plate has reduced by 40%.

Keywords: Explosion, Shock Wave, Reinforced Grout, Continuous Steel Fibers, Galvanized Steel Mesh.

ÍNDICE DE MATÉRIAS

Agradecimentos.....	i
Resumo.....	iii
Palavras-chave.....	iii
Abstract	v
Keywords	v
ÍNDICE DE MATÉRIAS.....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE TABELAS	xi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xiii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento do Tema	1
1.2 Objectivo.....	1
1.3 Organização da dissertação	2
2. ACÇÃO DE EXPLOSÃO EM PLACAS DE BETÃO.....	3
2.1 Conceitos básicos de explosões.....	3
2.2 Explosivos químicos	3
2.2.1 Decomposição química dos explosivos.....	4
2.2.2 Classificação dos produtos explosivos	4
2.2.3 Equivalência em TNT	6
2.3 Explosão de gases hidrocarbonetos.....	7
2.3.1 Limites de Inflamabilidade.....	7
2.3.2 Modelo de equivalência de TNT	8
2.4 Cargas e pressões resultantes do processo de detonação.....	9
2.4.1 Tipos de explosão.....	9
2.4.2 Escala de distância	12
2.4.3 Características de uma onda de choque em espaço aberto	13
2.4.4 Características de uma onda de choque reflectida.....	16
2.4.5 Frente de choque de explosões em contacto com o terreno	17
2.4.6 Efeitos de onda de choque numa superfície plana.....	18
2.4.7 Explosões no interior de um edifício.....	19
2.4.8 Determinação dos parâmetros da onda de choque	20
2.5 Resposta das estruturas a cargas dinâmicas	22
2.5.1 Regimes de Resposta das estruturas.....	22

2.5.2	Propriedades dos materiais	23
2.5.3	Cargas dinâmicas em Placas de Betão Armado	25
2.6	Utilização de Compósitos Reforçados com Fibras.....	29
3.	PRODUÇÃO DE MODELOS REFORÇADOS COM ARGAMASSA ARMADA	31
3.1	Placas de betão armado	31
3.1.1	Características das placas de betão armado.....	31
3.1.2	Preparação da Superfície a ser reforçada	33
3.2	Descrição dos materiais utilizados no reforço.....	36
3.2.1	Calda de cimento.....	36
3.2.2	Malha distendida galvanizada	40
3.2.3	Fibras de Aço	41
3.3	Produção e aplicação do reforço nas placas de betão.....	43
3.3.1	Cofragem.....	43
3.3.2	Colocação das armaduras	44
3.3.3	Adição da calda de cimento.....	45
3.3.4	Pormenorizações das placas reforçadas	47
4.	ENSAIO DOS MODELOS	49
4.1	Descrição do sistema de ensaio.....	49
4.1.1	Sistema de Monitorização	51
4.2	Definição da campanha de ensaios.....	52
4.3	Resultados dos ensaios experimentais.....	54
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	59
5.1	Características mecânicas da placa de referência.....	59
5.1.1	Cálculo dos momentos de cedência.....	59
5.1.2	Cálculo dos momentos de fendilhação.....	60
5.2	Determinação das cargas dinâmicas.....	61
5.2.1	Determinação dos parâmetros da onda de choque	61
5.3	Interpretação de Resultados	64
6.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	67
6.1	Conclusões	67
6.2	Desenvolvimentos Futuros.....	68
	Bibliografia	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1- Classificação dos produtos explosivos [9].....	5
Figura 2.2. Esquema de uma detonação [10]	5
Figura 2.3- Explosão em espaço aberto [15].....	10
Figura 2.4- Explosão no ar [15]	10
Figura 2.5- Explosão em contacto com o terreno [15].....	11
Figura 2.6- Tipos de explosões confinadas [15].....	11
Figura 2.7- Pequeno e grande explosivo (WTNT e 8WTNT, respectivamente) que geram a mesma pressão em A [5].	13
Figura 2.8- Pressão provocada por uma onda de choque a uma determinada distância [5].....	13
Figura 2.9- Gráfico Pressão ao longo do tempo Simplificado [15].....	15
Figura 2.10- Pico de pressão versus pressão dinâmica, densidade do ar e velocidade das partículas atrás da onda de choque [20]	16
Figura 2.11 - Pico de pressão positiva e negativa, incidente e reflectida (reflexão normal) em função da escala de distância [5].....	17
Figura 2.12- Passagem de uma onda de choque por um edifício sem aberturas [5]	18
Figura 2.13 – (a) Detonação de um explosivo relativamente perto de uma superfície sólida, (b) pressões sofrida pela superfície sólida [5].....	19
Figura 2.14- Parâmetros da fase positiva de uma onda de choque para uma explosão em espaço aberto ao nível do mar [20]	21
Figura 2.15- Resposta Frágil e Dúctil dos elementos estruturais [5]	22
Figura 2.16- DIF nas tensões de cedência e de rotura do aço [5].....	24
Figura 2.17- DIF nas resistências do betão à compressão e à tracção [5].	25
Figura 2.18- Efeito Spalling na face tardoz [28].....	26
Figura 2.19- Rotura por flexão [28]	26
Figura 2.20- Rotura por corte [28]	27
Figura 2.21- Efeitos de cargas explosivas numa laje [29].....	28
Figura 2.22- Roturas de corte (vermelho) e de flexão (roxo) [30]	28
Figura 3.1- Painel de fachada pré-fabricado antes de ser cortado.....	31
Figura 3.2- Pormenorização das placas de betão	32
Figura 3.3- Alturas úteis das armaduras das placas de betão armado	33
Figura 3.4- Utilização de jacto de água para criar rugosidade na superfície lisa de betão.....	34
Figura 3.5- Utilização do sistema desenvolvido na FCT-UNL para medição da rugosidade	34
Figura 3.6- Gráfico de rugosidade [33].....	35

Figura 3.7- Ensaio de flexão e compressão dos provetes.....	39
Figura 3.8- Interpretação da malha [36].....	41
Figura 3.9- Análise percentual dos diâmetros equivalentes de fibras [2].....	42
Figura 3.10- Preparação das placas de betão.....	43
Figura 3.11- Colocação da Malha distendida.....	44
Figura 3.12- Manta de fibras com 1%	45
Figura 3.13- Colocação das fibras no reforço C.....	45
Figura 3.14- Preparação e aplicação da calda de cimento.....	46
Figura 3.15- Estrutura para conter a espessura da manta de fibras	46
Figura 3.16- Pormenorização Placa A.....	47
Figura 3.17- Pormenorização Placa B.....	48
Figura 3.18- Pormenorização Placa C.....	48
Figura 4.1- Esquema de ensaio dos modelos	50
Figura 4.2- Colocação do explosivo suspenso	50
Figura 4.3- Medição da deformação residual da placa.....	51
Figura 4.4- Sistema de monitorização para medir deformações instantâneas.....	52
Figura 4.5- Preparação do sistema de monitorização	52
Figura 4.6- Danos na placa A provocados por acidente.....	53
Figura 4.7- Fendilhação na placa C depois do ensaio nº2.....	54
Figura 4.8- Medição de abertura de fendas e esmagamento do betão na laje C.....	55
Figura 4.9- Fendilhação na laje B	55
Figura 4.10- Fendilhação por flexão a meio vão na placa B.....	56
Figura 4.11- Fendilhação por flexão a meio vão na placa de referência.....	57

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1- Processos e características da decomposição química dos explosivos [8].....	4
Tabela 2.2 Efeitos de uma explosão de 1 Kg de TNT.....	7
Tabela 2.3- Equivalência em TNT de alguns explosivos [15]	7
Tabela 2.4- Regimes de resposta [15]	22
Tabela 2.5- Resultados experimentais de diferentes lajes com a mesma escala de distância [29]	27
Tabela 2.6- Resultado dos ensaios de Ross [31]	29
Tabela 3.1- Ensaio de compressão dos cubos	32
Tabela 3.2- Dimensões da Malha Electro Soldada NC50.....	33
Tabela 3.3- Parâmetros de Rugosidade	35
Tabela 3.4- Composição da Calda de Cimento [1]	36
Tabela 3.5- Resistência à compressão do CEM I 42,5 R (Secil).....	37
Tabela 3.6- Provetes ensaiados	38
Tabela 3.7- Resultados dos ensaios à flexão e compressão da calda de cimento.....	40
Tabela 3.8- Características da malha distendida	41
Tabela 3.9- Resultados dos ensaios de caracterização do CRFU com 1% de fibras [2]	42
Tabela 3.10- Resumo dos reforços utilizados	47
Tabela 4.1- Campanha de ensaios experimentais.....	53
Tabela 4.2- Deformação Instantânea e Residual da placa B	56
Tabela 4.3- Deformação Instantânea e residual da Laje de Referência	57
Tabela 5.1- Momentos de cedência para as acções estáticas	59
Tabela 5.2- Momentos de cedência para as acções dinâmicas.....	60
Tabela 5.3- Momentos de fendilhação	60
Tabela 5.4- Resumo dos resultados experimentais	64

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Abreviaturas:

Alfabeto Latim:

A	área
a_{\max}	deformação instantânea máxima
A_s	área de armadura
b	base
d	altura útil das armaduras
E_{cm}	valor médio do módulo de elasticidade do betão
f_c	valor experimental da resistência à compressão do betão
f_{cm}	valor médio da resistência à compressão do betão
$f_{cm,d}$	valor médio da resistência à compressão do betão para acções dinâmicas
$f_{ct,fl}$	valor experimental da resistência à tracção por flexão do betão
$f_{ctm,fl}$	valor experimental médio da resistência à tracção por flexão do betão
f_{ctm}	valor médio da resistência à tracção do betão
$f_{ctm,d}$	valor médio da resistência à tracção do betão para acções dinâmicas
$f_{ct,esp}$	valor esperado da resistência à tracção simples do betão
f_{ck}	valor característico da resistência à compressão
f_y	valor da tensão de cedência do aço
f_{ym}	valor médio da tensão de cedência do aço
$f_{ym,d}$	valor médio da tensão de cedência do aço para acções dinâmicas
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência do aço
$f_{cm,cube}$	valor médio experimental da resistência à compressão de cubos betão
h	altura
i_s^+	impulso incidente da fase positiva
i_s^-	impulso incidente da fase negativa
i_r	impulso reflectido
l	comprimento
m_{cr}	momento flector de fendilhação
$m_{cr,d}$	momento flector de fendilhação para acções dinâmicas
m_y	momento flector de cedência
$m_{y,d}$	momento flector de cedência para acções dinâmicas

p_s	pressão incidente
p_r	pressão reflectida
p_0	pressão atmosférica
p_s^-	pressão incidente negativa
q_s	pressão dinâmica
R	distância ao centro de explosão
R_a	rugosidade média
R_t	altura maior do perfil de rugosidade
T	período natural da estrutura
t	tempo
t^+	duração da fase positiva
t^-	duração da fase negativa
t_a	tempo de chegada da frente da onda de choque
t_d	duração da fase positiva no modelo simplificado linear
U	velocidade da frente da onda de choque
V	volume
W_c	módulo de flexão da fibra de betão mais traccionada
W_{TNT}	massa equivalente em TNT do explosivo
W_{HC}	massa de hidrocarbonetos na nuvem inflamável
y_i	valor absoluto do desvio em relação à linha de rugosidade média
\bar{Y}	rugosidade média
Z	escala de distância

Alfabeto grego

$\dot{\epsilon}$	velocidade de deformação
η	factor que varia de 3 a 5%
μ	momento flector reduzido
ρ	densidade
T	energia cinética
ω	taxa mecânica de armadura de flexão
Ω	energia potencial de deformação da placa, acumulada até ao final da explosão

Siglas:

ANFO	Mistura de hidrocarboneto líquido com nitrato de amónio
CRFU	Calda reforçada com fibras unidireccionais
CFRP	Polímeros reforçados com fibras de Carbono
DIF	Factor de incremento dinâmico
FRP	Polímeros reforçados com fibras
GFRP	Polímeros reforçados com fibras de Vidro
HMX	Ciclotetrametileno - tetramitramina
HSC	Betão de elevada resistência
NSC	Betão de resistência convencional
PVC	Policloreto de vinila
PETN	Pentrite ou nitropenta
RDX	Hexogénio
SF	Sílica de fumo
SP	Super plastificante
TNT	Trinitrotolueno

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do Tema

O estudo realizado em 2014 pela Global Terrorism Index, apresentado em Novembro de 2014, em Londres, pelo Institute for Economics and Peace [3], reportou que globalmente foram registados quase 10.000 ataques terroristas em 2013, que fizeram um total de 17,958 vítimas mortais. Quando um explosivo é detonado perto de estruturas vulneráveis pode provocar grandes danos e perda de vidas. Existe assim, uma necessidade de aumentar a resistência de vários tipos de estruturas contra os efeitos de explosivos. Em particular, os edifícios governamentais, militares e com importância económica, as pontes, os terminais de transportes, as centrais nucleares, químicas e petrolíferas que são estruturas mais susceptíveis a sofrer ataques terroristas. Visto que muitas destas estruturas não foram dimensionadas para resistir a explosões, existe a necessidade de desenvolver novos métodos que permitam reforçar as estruturas já existentes.

Uma carga resultante de uma explosão difere de outros tipos de carga dinâmica devido à sua natureza impulsiva. A detonação de um explosivo liberta gases com elevadas temperaturas e pressão [4]. Quando se dimensiona uma determinada estrutura contra os efeitos de cargas dinâmicas, não se pode ter apenas em consideração o seu comportamento elástico. A estrutura deve permitir alguma deformação plástica de modo a apresentar um comportamento dúctil e com boa capacidade de absorver energia [5].

Trabalhos recentes estudaram a utilização de Compósitos Poliméricos Reforçados com Fibras de carbono e de vidro como reforço de estruturas de betão armado contra os efeitos de explosivos [31,32]. Este tipo de reforço é muito utilizado em estruturas sujeitas a cargas estáticas devido à sua elevada resistência, baixo peso e facilidade de aplicação. Os resultados desses trabalhos demonstraram que a sua utilização aumenta a resistência das estruturas de betão armado sujeitas a cargas explosivas.

1.2 Objectivo

O objectivo da presente dissertação é estudar o comportamento de 3 tipos de argamassa armada, como reforço de placas de betão armado, contra ações dinâmicas provenientes de cargas explosivas. Os 3 tipos de reforços têm como base uma calda de cimento. Como armadura foi utilizada uma malha de aço distendida galvanizada (reforço A) e fibras de aço contínuas em 2 dos reforços, um com 1% de fibras na direcção do vão (reforço B) e outro com 0,5% de fibras em duas direcções ortogonais (reforço C). Estas placas reforçadas, com excepção da placa A devido a um acidente na sua montagem, foram, juntamente com uma quarta placa sem reforço, ensaiadas experimentalmente contra os efeitos de explosões.

1.3 Organização da dissertação

Incluindo o presente capítulo introdutório, a presente dissertação encontra-se dividida em 6 partes.

O capítulo 2 descreve a acção de explosão em placas de betão. Este capítulo começa por explicar o que é uma explosão, falando um pouco sobre explosivos químicos e explosões de gases hidrocarbonetos. De seguida, explica-se mais detalhadamente todo o processo à volta de uma explosão, com a identificação das cargas e pressões resultantes desta. São apresentados os diferentes tipos de explosões, é abordada a importância da escala de distância, são apresentadas as características e comportamentos das ondas de choque e é demonstrado o processo utilizado para calcular os parâmetros necessários para caracterizar as cargas dinâmicas provenientes da explosão. Posteriormente é estudada a resposta das estruturas a cargas dinâmicas, com a identificação dos diferentes regimes de resposta e com as propriedades dos diferentes materiais. A resistência das placas de betão armado também é analisada neste capítulo, com a apresentação dos diferentes tipos de rotura e dos ensaios experimentais já realizados. Por fim, são apresentados trabalhos sobre compósitos poliméricos reforçados com fibras (FRP) já utilizados no reforço de estruturas para cargas de explosão.

No capítulo 3 são descritos os processos utilizados na produção de modelos reforçados com argamassa armada. Neste capítulo são apresentadas as placas de betão armado, são descritos os diversos materiais utilizados no reforço e é explicado o processo utilizado na produção e aplicação do reforço nas placas de betão.

O capítulo 4 descreve os ensaios experimentais dos modelos. Neste capítulo são apresentados os sistemas de ensaio e de monitorização e a campanha de ensaios. No final do capítulo são apresentados os resultados dos ensaios.

A análise dos resultados está presente no capítulo 5.

Por fim, no capítulo 6, são mencionadas as conclusões tiradas desta dissertação e feitas recomendações para investigações futuras.

2. ACÇÃO DE EXPLOSÃO EM PLACAS DE BETÃO

2.1 Conceitos básicos de explosões

Uma explosão é o resultado de uma libertação súbita de energia. Existem várias situações que podem causar uma explosão e, dependendo da causa, esta pode ter diferentes amplitudes, desde pequenas explosões como a de um pneu, causando libertação rápida do ar comprimido, até explosões de maior amplitude causadas por altos explosivos ou por fugas de gás.

De acordo com a sua origem, uma explosão pode-se designar por mecânica, nuclear ou química [6]:

- **A explosão mecânica** é provocada pelo alívio descontrolado de pressão (ex. quando uma panela de pressão aquece um líquido, as moléculas desse líquido aumentam de volume o que, caso não haja saída controlada da pressão, resultará numa explosão mecânica).
- **A explosão nuclear** é provocada por fissão nuclear descontrolada. Durante a fissão a divisão do núcleo do átomo pesado (urânio, plutónio, etc.) ocorre quando este é fundido com um neutrão a alta velocidade. A divisão do núcleo do átomo pesado liberta energia e mais neutrões que, por sua vez, vão dividir mais núcleos de átomos pesados criando uma reacção em cadeia. Este tipo de explosão cria uma tremenda onda de choque, produzindo altas temperaturas e radiações. A energia libertada é muito maior do que em explosões químicas (ex. explosão provocada por uma bomba atómica).
- **A explosão química** é provocada por reacções e transformações químicas. Quanto maior for a velocidade das reacções químicas maior será a energia libertada pela explosão. Este tipo de explosão cria elevadas pressões e temperaturas (ex. explosões provocadas por explosivos químicos e por fugas de gás).

Esta dissertação tratará exclusivamente de explosões químicas provocadas por explosivos químicos e por fugas de gás.

2.2 Explosivos químicos

O explosivo é um composto sólido ou líquido ou uma mistura de compostos químicos que, quando é activado por uma fonte externa de energia térmica ou mecânica, entra numa rápida decomposição, libertando grandes quantidades de gases com elevada temperatura e pressão num curto espaço de tempo. A maior parte dos componentes dos explosivos são à base de elementos puros, tais como o carbono, o hidrogénio, o nitrogénio e o oxigénio. A fórmula geral de um explosivo é: $C_xH_yN_wO_z$ [7]. Para que um composto seja considerado um explosivo tem de ter uma instabilidade natural para que a reacção de decomposição possa ser facilmente iniciada através de uma fonte de energia térmica (calor, chama ou faísca), mecânica (choque, atrito ou pressão) ou pela acção de outro explosivo, por meio de simpatia.

2.2.1 Decomposição química dos explosivos

A decomposição química dos explosivos pode dar-se por três processos com diferentes velocidades e efeitos: a combustão, a deflagração e a detonação (Tabela 2.1).

Tabela 2.1- Processos e características da decomposição química dos explosivos [8].

Processos	Características	Velocidade de transformação	Efeito	
Combustão	A reacção propaga-se pela condutividade térmica	Moderada (da ordem de cm/s)	O explosivo queima	
Deflagração	Combustão acelerada, com aumento local de temperatura e pressão	Rápida (da ordem de 100 a 1000m/s)	O explosivo deflagra. Tem o efeito de uma pressão progressiva	Explosão
Detonação	Criação de uma onda de choque associada à reacção química	Muito rápida (da ordem de 2 a 9 km/s)	O explosivo detona. Tem um efeito de rotura, com uma pressão muito grande, e de impacto (onda de choque)	

No processo de combustão a reacção química entre o combustível e o oxigénio do ar é lenta (na ordem dos cm/s). O explosivo queima libertando calor, luz e gases, mas a pressão gerada é desprezável. No processo de deflagração a velocidade de decomposição é superior à da combustão (na ordem das centenas de m/s). O explosivo deflagra libertando grandes quantidades de luz e calor e originando um considerável aumento da pressão. No processo de detonação a decomposição dá-se a uma velocidade supersónica (na ordem de km/s). O explosivo detona libertando uma onda de choque (onda de pressão) gerando de um modo quase instantâneo altas pressões e gases com elevada temperatura. Este tipo de explosão tem um efeito de rotura (pressões muito grandes) e um efeito de impacto (onda de choque).

2.2.2 Classificação dos produtos explosivos

É possível estabelecer diferentes tipos de classificação para caracterizar os produtos explosivos. Se tivermos como referência a sua potência, os produtos explosivos podem ser classificados em altos explosivos e baixos explosivos. De acordo com a sua sensibilidade à iniciação podem ser classificados em explosivos primários e secundários [9]. A Figura 2.1 descreve o tipo de classificação que é normalmente adoptada para distinguir os diferentes tipos de produtos explosivos.

A principal diferença entre os altos explosivos e os baixos explosivos está na velocidade de decomposição. Enquanto os baixos explosivos reagem por deflagração, os altos explosivos reagem por detonação. Em ambos os casos, a reacção acontece ao longo de uma camada fina que se vai propagando ao longo de todo o explosivo. No caso da deflagração, a velocidade de propagação desta camada é inferior à velocidade do som. Por outro lado, no caso da detonação, a velocidade de propagação é superior à velocidade do som dando origem ao aparecimento de uma onda de choque (Figura 2.2).

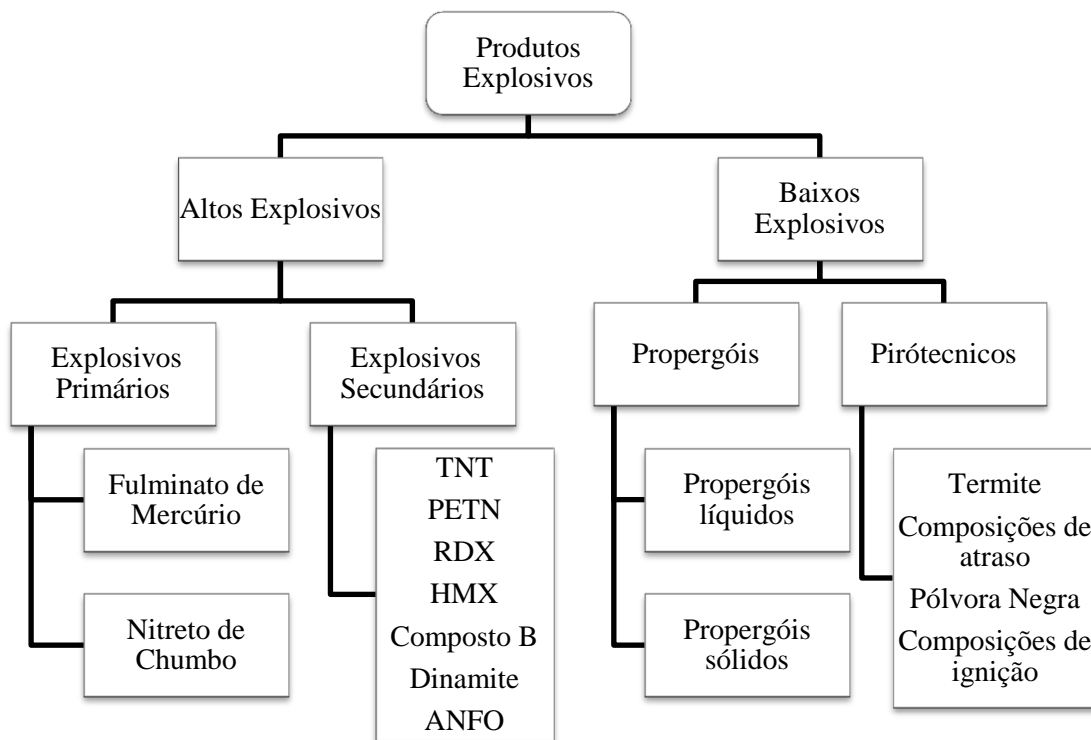


Figura 2.1- Classificação dos produtos explosivos [9]

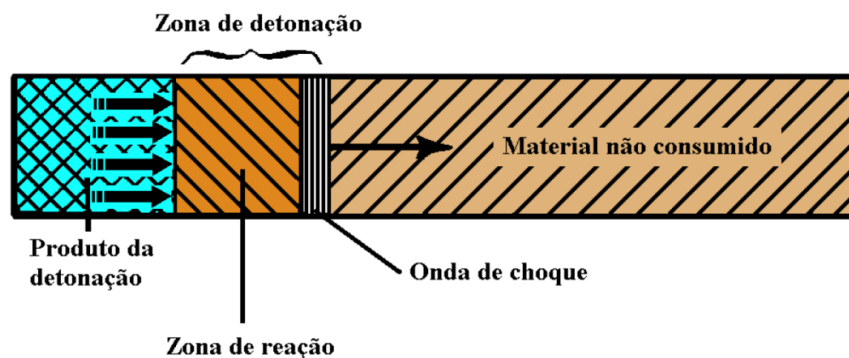


Figura 2.2. Esquema de uma detonação [10]

A maioria dos explosivos sólidos usados na engenharia reage ou por detonação ou por deflagração. Uma vez que a detonação tem um impacto mais destrutivo na estrutura do que a deflagração, irão ser consideradas para esta dissertação apenas explosões criadas por detonação de altos explosivos.

Os altos explosivos podem ser classificados quanto à sua sensibilidade, em primários ou iniciadores e secundários ou de rotura [11]. Os explosivos primários ou iniciadores têm alta sensibilidade à chama e ao choque e têm por finalidade provocar a transformação de outros explosivos menos sensíveis. São materiais muito perigosos de manusear e são utilizados em menor quantidade do que o explosivo menos sensível que vão detonar. Visto que requerem baixa energia de activação, não são compatíveis com um grau de segurança aceitável para

transporte, fabricação e armazenamento. Este tipo de explosivos é aplicado, em geral, em cápsulas detonadoras eléctricas. Como exemplo deste tipo de explosivos temos o fulminato de mercúrio e o nitreto de chumbo. Os explosivos secundários ou de rotura são materiais pouco sensíveis ao choque e à chama, mas quando são iniciados pela detonação de pequenas quantidades de explosivo primário, explodem com grande violência. São exemplo deste tipo de explosivos o TNT (trinitrotolueno), o RDX (hexogénio) e o PETN (pentrite ou nitropenta).

Os altos explosivos podem ainda ser divididos em três tipos: explosivos militares, explosivos comerciais e explosivos caseiros [12]. Os explosivos militares são caracterizados por possuírem velocidades de detonação entre 6000 e 9000 m/s. Como exemplos deste tipo de explosivo temos o TNT, o RDX, o PETN, o composto B (60% de RDX e 40% de TNT) e o composto Pentolite (10 a 50% de PETN e 90 a 50 % de TNT). Os explosivos comerciais possuem velocidades de detonação variáveis entre 3000 e 7000 m/s. O ANFO (mistura de hidrocarboneto líquido com nitrato de amónio), o Hidrogel e dinamite [13] são exemplos destes tipos de explosivos. Os explosivos caseiros, como o próprio nome indica, são explosivos criados em casa a partir de materiais químicos disponíveis para venda ao público como, por exemplo, fertilizantes usados na agricultura (nitrato de amónio). Estes fertilizantes podem ser misturados com explosivos comerciais. Existem diversas formas de fazer esta mistura, o que torna uma explosão criada por este tipo de explosivo muito difícil de caracterizar.

2.2.3 Equivalência em TNT

Existem vários explosivos classificados como altos explosivos. Cada um destes tem diferentes características e quando detonado cria uma onda de choque com propriedades próprias. A mesma quantidade de diferentes explosivos pode criar explosões de maior ou menor amplitude. Para compreender as características de uma explosão criada por um determinado explosivo usa-se, como referência, a explosão criada por TNT. Os primeiros estudos feitos no campo dos explosivos tiveram como base o seu comportamento e os resultados constantes que apresenta em ensaios de explosão, fazendo deste um explosivo de referência. Na Tabela 2.2 podemos verificar os danos provocados por uma explosão de 1 kg de TNT. Este tipo de explosão liberta 4.520 MJ de energia [14]. A análise desta tabela permite uma melhor compreensão dos efeitos criados por uma explosão de TNT.

Existem diversos métodos que podem ser usados para converter o efeito explosivo de um determinado composto no efeito explosivo do TNT. O método mais utilizado baseia-se no rácio entre a energia específica de um determinado composto e do TNT. A Tabela 2.3 apresenta a equivalência em TNT baseada na energia específica de alguns dos compostos explosivos mais comuns.

Outros métodos utilizam como base a pressão e o impulso da explosão para determinar a equivalência em TNT. Como exemplo temos o Composto B que tem uma pressão equivalente de 1.1 e um impulso equivalente de 0.98 [15].

Tabela 2.2 Efeitos de uma explosão de 1 kg de TNT [38]

Distância do epicentro [m]	Pressão máxima [kPa]	Efeito no corpo humano	Efeito nos edifícios
11	10	Podem ocorrer pequenos ferimentos mas sem ocorrência de fatalidades	Os componentes mais leves podem ficar danificados ou deformados
2,7	100	Contusões graves em todo o corpo, ferimentos, perda de consciência, ossos fracturados, hemorragia nos ouvidos e no nariz, possibilidade de ferimentos e hemorragias internas.	Grandes danos que podem levar ao colapso parcial de paredes, pilares e tectos. Destruição total dos componentes mais leves
1	1000	Contusões e ferimentos graves, rotura de órgãos internos, ossos fracturados, hemorragias internas, perda prolongada da consciência. Possibilidade de fatalidades	Destruição da estrutura em metal deixando a reconstrução do edifício impossível. A aparência e as formas do edifício ficam altamente distorcidas

Tabela 2.3- Equivalência em TNT de alguns explosivos [15]

Explosivo	Equivalência em TNT
PETN	1.3
RDX	1.2
HMX	1.3
Composto B (60% RDX, 40% TNT)	1.1
Dispositivos incendiários	0.4-0.6
Explosivos caseiros	0.4-1.0

2.3 Explosão de gases hidrocarbonetos

A maioria das explosões que ocorrem dentro dos edifícios são devidas a acidentes relacionados com fugas de gás. Este tipo de explosão pode levar ao colapso progressivo do edifício o que agrava ainda mais a perda de vidas humanas. Em 1968, no edifício Ronan Point em Londres, uma explosão de gás na cozinha do 18º andar danificou a estrutura desse andar retirando assim o apoio aos quatro andares superiores. A queda dos escombros dos quatro andares superiores levou ao colapso dos andares inferiores, sucessivamente, até ao piso térreo.

2.3.1 Limites de Inflamabilidade

Nem todas as fugas de gás provocam explosões. Para que possa ocorrer uma explosão devido a uma fuga de gás, é necessário que a percentagem de vapores de hidrocarbonetos presente na mistura com o ar esteja entre os limites inferior e superior de inflamabilidade [16]. Se a

percentagem for inferior a 1%, a mistura é designada como pobre para se inflamar ou abaixo do limite inferior de inflamabilidade. Se a percentagem for superior a 8% a mistura é designada por muito rica ou acima do limite superior de inflamabilidade. Fora dos limites de inflamabilidade não existem condições que permitam manter uma combustão, ou seja, mesmo que haja uma fonte de ignição não haverá explosão. Se houver a acção de uma fonte de ignição quando o valor da percentagem de vapores de hidrocarbonetos presentes no ar estiver entre os limites de inflamabilidade, pode ocorrer um incêndio ou nos piores casos uma explosão. Quando a ignição é imediata a percentagem de vapores de hidrocarbonetos é baixa e dá-se um processo de combustão que pode levar a um incêndio. Se a ignição é retardada, a percentagem de vapores de hidrocarbonetos é alta podendo assim ocorrer uma explosão. A explosão pode ocorrer através do processo de deflagração ou de detonação, dependendo do tempo de ignição e da percentagem de vapores de hidrocarbonetos no ar.

2.3.2 Modelo de equivalência de TNT

As características de uma explosão causada por uma fuga de gás são muito difíceis de prever visto que estas dependem da percentagem de vapores de hidrocarbonetos e do tamanho da nuvem de gás. Em 1997, Bjerketvedt [17], definiu um modelo que permite aproximar uma explosão de gás a uma explosão de TNT. Esse modelo de equivalência de TNT é ainda hoje amplamente utilizado para estimar as pressões oriundas de explosões de gás, apesar destas explosões serem diferentes das explosões de TNT. A principal diferença entre estes tipos de explosões está nos valores de pressão verificados perto do centro da explosão, sendo este valor muito mais elevado numa explosão de TNT [17]. Isto faz com que este modelo seja mais utilizado para prever os efeitos da explosão em pontos afastados do centro da explosão.

Este modelo tem como princípio estimar a massa de TNT equivalente à massa do hidrocarboneto presente na nuvem inflamável. A relação entre a massa de TNT e de hidrocarboneto é dada pela seguinte relação nas unidades do sistema internacional:

$$W_{TNT} \approx 10\eta W_{HC} \quad (2.1)$$

Em que:

- W_{TNT} - massa de TNT.
- W_{HC} - massa de hidrocarbonetos na nuvem inflamável.
- η – factor que varia de 3 a 5%.

O valor 10 está presente na equação para acertar a diferença entre o calor de combustão dos hidrocarbonetos e do TNT. O calor de combustão dos hidrocarbonetos é 10 vezes superior ao do TNT. Embora seja um modelo muito utilizado existem diversas deficiências listadas pelos próprios autores [17]:

- O modelo não tem em consideração a geometria da instalação onde ocorre a explosão;
- O modelo necessita de outro factor η ;
- Não representa bem as explosões fracas;
- Dificuldade na escolha do centro da explosão.

Existe uma fórmula diferente utilizada quando a explosão é proveniente de uma fuga de gás natural [17]:

$$W_{TNT} \approx 0.16 V \quad (2.2)$$

Em que:

- W_{TNT} - massa de TNT [kg];
- V - min [volume da região congestionada; volume da nuvem de gás natural] [m³].

Esta fórmula é considerada limitada, servindo apenas para se ter uma noção do pico de pressão [18]. Os valores estimados consideram uma percentagem de hidrocarbonetos na mistura do ar óptima.

2.4 Cargas e pressões resultantes do processo de detonação

Uma explosão por detonação ocorre quando um material gasoso, líquido ou sólido sofre uma reacção química muito rápida libertando grandes quantidades de energia e formando gases de elevada temperatura. Estes gases, com temperaturas de cerca de 3000°C, têm uma expansão radial de alta velocidade a partir do centro de detonação. Uma vez que estes gases se encontram parcialmente restringidos pela atmosfera envolvente, as pressões criadas pela sua expansão podem chegar aos 30 GPa. Este efeito de restrição do ar envolvente forma uma camada de ar comprimido mais conhecida por onda de choque. A onda de choque expande-se radialmente a alta velocidade a partir do centro de detonação. A sua velocidade e força vão diminuindo à medida que a onda se afasta do centro [4].

2.4.1 Tipos de explosão

Se considerarmos a zona onde se dá a explosão podemos dividir as explosões em 3 tipos [15]:

- Explosões não-confinadas
- Explosões confinadas
- Explosões em contacto com a estrutura

As explosões não-confinadas podem ser subdivididas em 3: explosões em espaço aberto, explosões no ar e explosões em contacto com o terreno. Uma explosão em espaço aberto é aquela que ocorre muito acima do nível térreo (Figura 2.3). Neste caso, a onda de choque não encontra qualquer obstáculo e quando embate num edifício não tem qualquer amplificação. A onda de choque é reflectida apenas quando colide com o edifício. Numa explosão no ar, a detonação do alto explosivo também ocorre acima do nível de terreno. Contudo, neste caso, antes da colisão da onda de choque com o edifício, existe uma amplificação da onda causada pela sua reflexão no terreno (Figura 2.4). A frente de choque, neste caso, é o resultado da interacção da onda de choque inicial com a onda de choque reflectida pelo terreno. Quando a

explosão se dá junto ao terreno ou a uma altura pouco considerável, a onda de choque é imediatamente reflectida e ampliada pelo terreno (Figura 2.5). Ao contrário do que acontece na explosão no ar, a onda de choque funde-se com a onda reflectida pelo terreno originando uma única onda de choque. Este tipo de explosão é o mais comum em ataques terroristas. A utilização de carros bombas, bombistas suicidas e explosivos escondidos em malas dão origem a este tipo de explosão uma vez que a detonação é feita muito perto do nível do terreno.

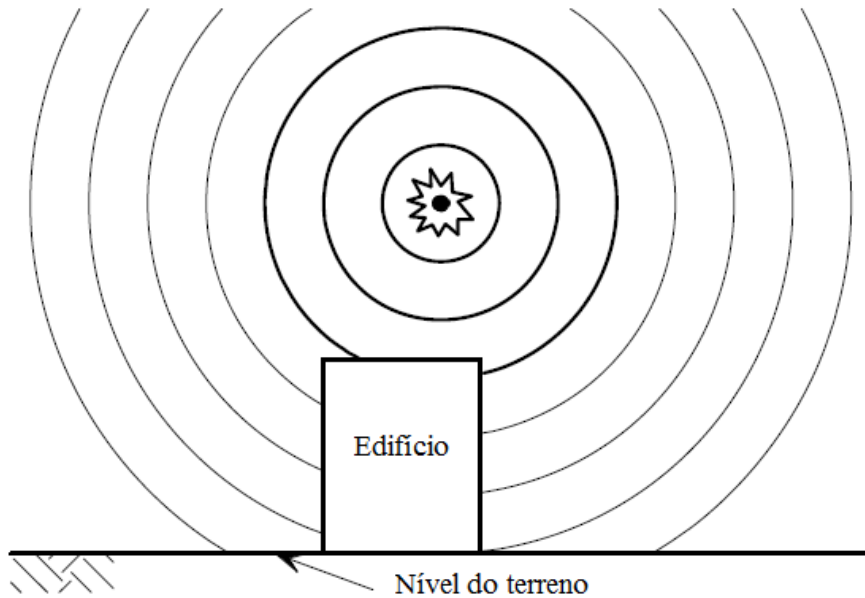


Figura 2.3- Explosão em espaço aberto [15] adaptado.

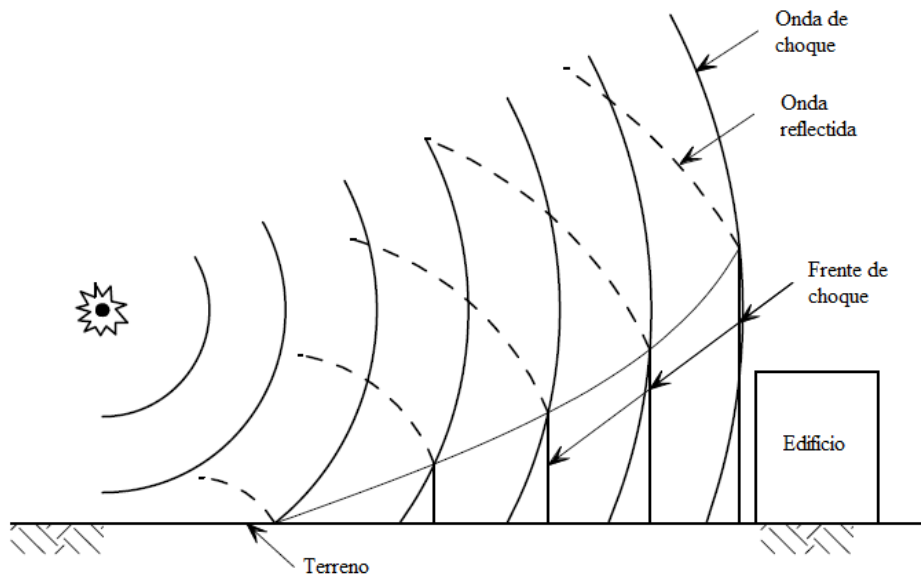


Figura 2.4- Explosão no ar [15] adaptado.

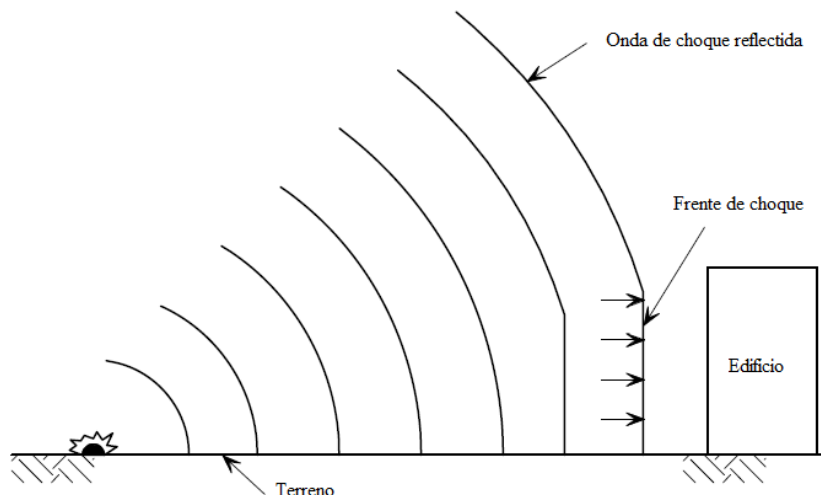


Figura 2.5- Explosão em contacto com o terreno [15] adaptado.

Quando uma explosão ocorre dentro de um edifício, a elevada pressão associada com a primeira onda de choque vai ser amplificada pelas suas diversas reflexões dentro do edifício. Adicionalmente, e dependendo do grau de confinamento, o efeito das altas temperaturas e a acumulação de produtos gasosos produzidos pela reacção química vai exercer pressões adicionais e aumentar o tempo de duração das cargas actuantes dentro da estrutura. Este tipo de explosão pode ocorrer quando um explosivo é colocado dentro de um edifício mas, normalmente, é originado por fugas de gás. O facto de a fuga de gás se dar num espaço confinado permite que a percentagem de vapores de hidrocarbonetos presente na mistura com o ar esteja entre os limites inferior e superior de inflamabilidade causando assim a explosão (secção 2.3.1). Considerando o tipo de ventilação do espaço confinado, existem 3 tipos de explosões confinadas: totalmente ventilado, parcialmente ventilado e totalmente confinado [15].

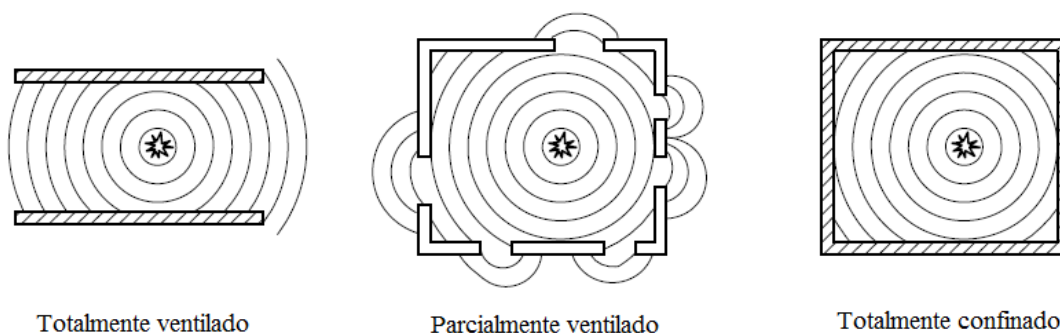


Figura 2.6- Tipos de explosões confinadas [15] adaptado.

Uma explosão totalmente ventilada ocorre dentro de um edifício que tem uma ou mais superfícies em contacto directo com a atmosfera. A onda de choque é, quase instantaneamente, ventilada para o exterior, propagando-se para fora do espaço confinado. Quando o edifício tem apenas algumas zonas da superfície em contacto com o exterior a explosão é parcialmente ventilada. Neste caso, a onda de choque inicial é ventilada para o exterior depois de um pequeno período de tempo. Se não existir qualquer ventilação, 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 [15].

Se um explosivo estiver em contacto com a estrutura do edifício, como por exemplo uma viga ou um pilar, a chegada da onda de detonação à superfície do explosivo vai gerar de imediato uma onda de alta pressão no material. Esta elevada pressão vai destruir parcialmente, estilhaçando, ou desintegrando totalmente, o elemento estrutural. Este tipo de explosão pode levar ao colapso total do edifício.

2.4.2 Escala de distância

O parâmetro fundamental utilizado para determinar as características da onda de choque é a escala de distância. Esta escala criada, por Hopkinson e Cranz, tem como princípio que, quando dois explosivos do mesmo tipo, com geometria idêntica mas com tamanhos diferentes, são detonados na mesma atmosfera e com uma escala de distância idêntica, então é produzida a mesma onda de pressão [19]. A escala de distância é definida como:

$$Z = \frac{R}{W_{TNT}^{1/3}} \quad (2.3)$$

onde:

- Z- escala de distância, em $[m/kg^{-1/3}]$.
- R- distância ao centro de explosão [m]
- W_{TNT} - massa equivalente em TNT do explosivo [kg].

A utilização desta escala de distância Z permite comparar as características de uma onda de choque produzida por diferentes tipos de explosivo, com diferentes tamanhos e a diferentes distâncias. Contudo, testes práticos verificaram que esta lei de escala pode não ser aplicável quando a escala de distância é muito pequena [19]. Considerando que as ondas de choque geradas por diferentes tipos de altos explosivos têm características similares, sabendo a massa equivalente em TNT de um determinado explosivo, é possível calcular a massa necessária de explosivo para que este produza uma onda de choque com a mesma pressão e impulso que a produzida por uma explosão de TNT. A Figura 2.7 mostra dois explosivos do mesmo tipo com dimensões diferentes, sendo que o maior explosivo encontra-se ao dobro da distância de uma parede que o menor explosivo. Com estas diferenças de distância, para que ambos criem a mesma pressão no ponto A da parede, é necessário que a massa do explosivo maior seja oito vezes maior que a do explosivo menor. Apesar da pressão criada por estes dois explosivos ser a mesma no ponto A, o explosivo maior vai produzir uma área com pressões reflectidas significativamente maior do que a do explosivo menor e gerar o dobro da densidade de impulso no ponto A. Consequentemente, mesmo considerando que a parede vai ser carregada com a mesma pressão pelos dois explosivos, quando é utilizado o explosivo maior a uma maior distância, a área de pressão reflectida e a densidade de pico são maiores o que pode contribuir para criar mais estragos na parede [5].

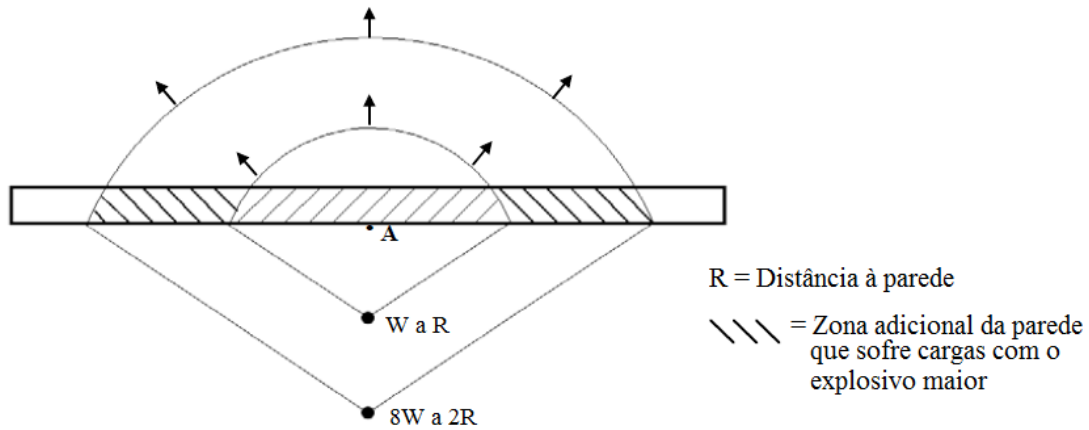


Figura 2.7- Pequeno e grande explosivo (W_{TNT} e $8W_{TNT}$, respectivamente) que geram a mesma pressão em A [5].

2.4.3 Características de uma onda de choque em espaço aberto

Uma onda de choque consiste na expansão esférica de ar altamente comprimido a velocidade supersônica. Quando a onda se propaga em espaço aberto, ou seja, quando a explosão ocorre muito acima do nível térreo e sem encontrar quaisquer obstáculos, as suas características podem ser representadas por uma curva que relaciona a pressão, provocada por uma onda de choque a uma determinada distância do centro da explosão, e o tempo. Na Figura 2.8 podemos observar como a pressão varia ao longo do tempo. Neste gráfico a linha das abcissas representa a pressão atmosférica.

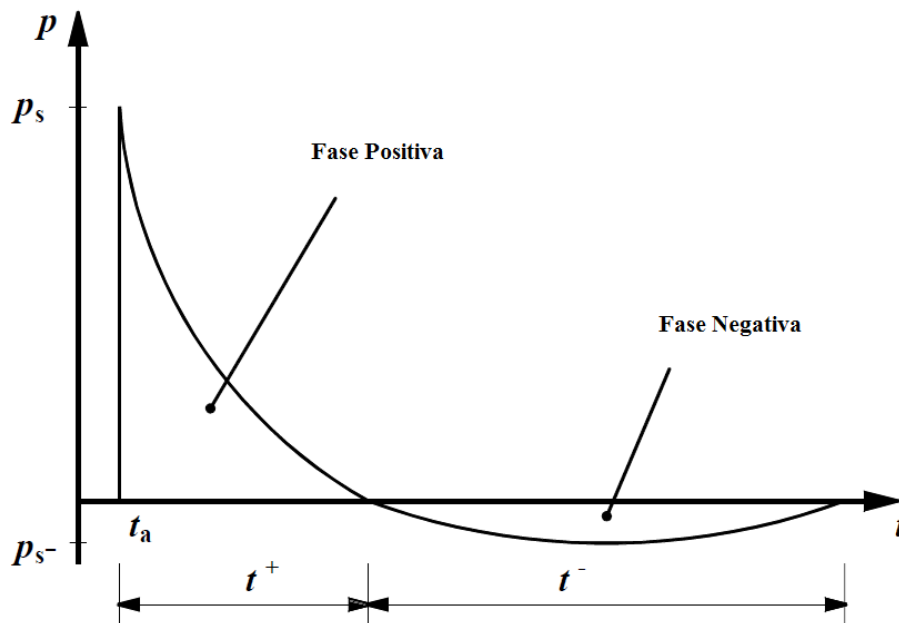


Figura 2.8- Pressão provocada por uma onda de choque a uma determinada distância [5] adaptado.

onde:

- p_s - pressão incidente.
- t^+ - duração da fase positiva.
- t^- - duração da fase negativa.
- t_a - tempo de chegada da frente da onda de choque.
- p_0 - pressão atmosférica.
- p_s^- - pressão incidente negativa.

A chegada da frente da onda de choque provoca quase instantaneamente o aumento da pressão atmosférica para um pico de pressão. Imediatamente após alcançado o pico, a pressão começa a decrescer. A primeira fase de uma onda de choque, a fase positiva, acaba quando a pressão em decrescente volta aos níveis da pressão ambiente. Depois, na segunda fase, fase negativa, a pressão continua a decrescer até chegar a um mínimo negativo, aumentando depois até alcançar de novo a pressão ambiente. A fase negativa, de modo geral, tem uma duração superior à fase positiva mas tem menos importância na avaliação estrutural. São os parâmetros da onda de choque relativos à fase positiva que caracterizam uma explosão. No entanto, em alguns casos de estudo em que são considerados, por exemplo, os danos dos envidraçados das janelas, a fase negativa também tem de ser considerada.

O impulso provocado pela onda de choque durante a fase positiva e negativa é definida por: [21]

$$i_s^+ = \int_{t_a}^{t_a+t^+} p(t)dt \quad (2.4)$$

$$i_s^- = \int_{t_a+t^+}^{t_a+t^++t^-} p(t)dt \quad (2.5)$$

onde:

- i_s^+ - impulso incidente da fase positiva.
- i_s^- - impulso incidente da fase negativa.
- $p(t)$ - pressão ao longo do tempo
- t - tempo

De modo simplificado, podemos assumir que na fase positiva após o pico a pressão decresce linearmente no gráfico tempo pressão desde que o impulso provocado pela explosão seja mantido, isto é, as áreas do gráfico real e simplificados sejam iguais. Podemos observar esta simplificação no gráfico da Figura 2.9 [15].

Nesta simplificação, a relação entre a pressão e o tempo é dada pela seguinte equação:

$$p(t) = p_s \left(1 - \frac{t}{t_d}\right) \quad (2.6)$$

onde:

- t_d - duração da fase positiva no modelo simplificado linear.

Esta simplificação permite assim calcular a pressão e o impulso durante a fase positiva de uma explosão. Como a fase positiva é a mais importante na determinação da resposta estrutural, esta simplificação pode assim ser considerada adequada na previsão das pressões geradas pela explosão.

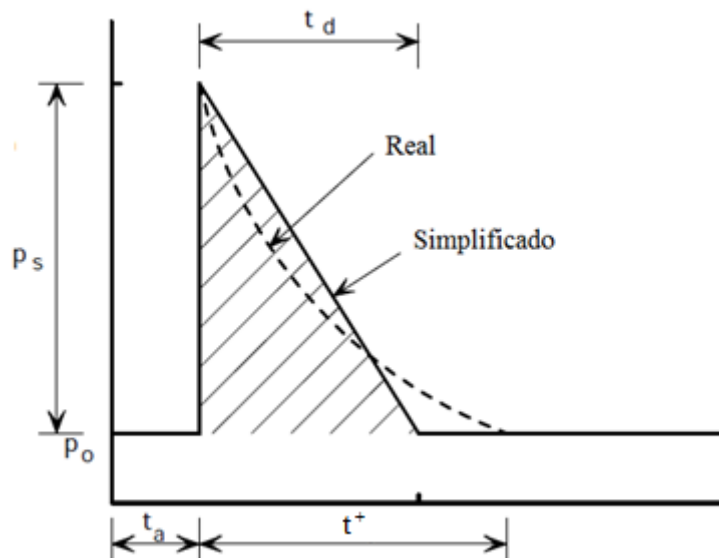


Figura 2.9- Gráfico Pressão ao longo do tempo Simplificado [15]

A passagem da primeira frente da onda de choque é seguida por ventos gerados pela explosão. Estes ventos, constituídos por moléculas de gás, propagam-se a uma velocidade inferior à propagação da onda de choque (U). As pressões geradas por estes ventos criados pela passagem da frente da onda de choque, são pressões dinâmicas. Estas pressões dinâmicas provocam cargas adicionais nas estruturas que se encontram dentro da zona de explosão. Através do gráfico da Figura 2.10, conhecendo o valor do pico de pressão, é possível calcular a pressão dinâmica (q_s), a densidade do ar (ρ) e a velocidade das partículas (U) atrás da onda de choque no sistema de unidades britânica [20]. Observando o gráfico, percebe-se que quanto maior for o pico de pressão, maior será a pressão dinâmica e que a partir de certos valores a pressão dinâmica é superior ao pico pressão. O tempo de duração da pressão dinâmica é o mesmo que o das pressões da onda de choque [15].

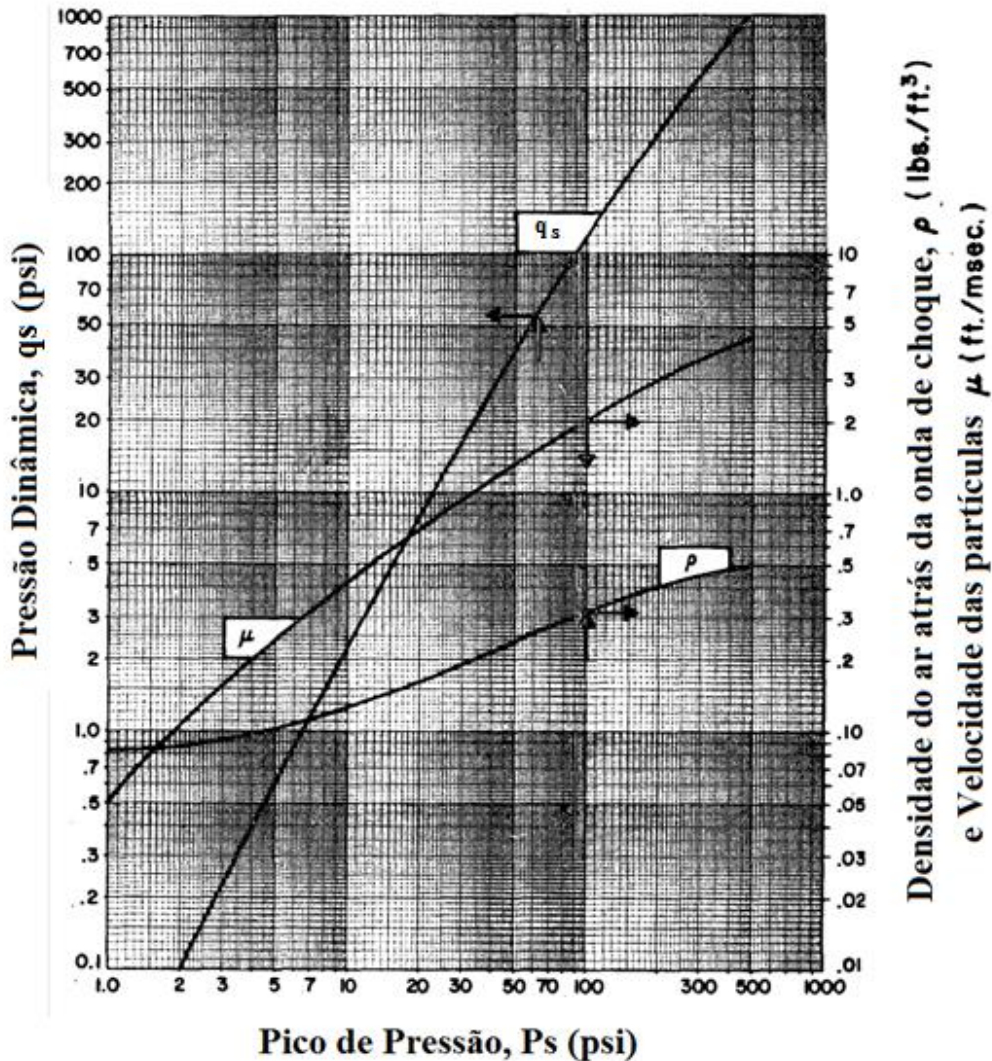


Figura 2.10- Pico de pressão versus pressão dinâmica, densidade do ar e velocidade das partículas atrás da onda de choque [20]

2.4.4 Características de uma onda de choque reflectida

Se uma onda de choque embate contra uma superfície sólida, esta é reflectida. Nesse mesmo instante, a velocidade das partículas baixa para zero mas a pressão, a densidade e a temperatura aumentam. O aumento de pressão durante a reflexão deve-se à conversão da energia cinética do ar imediatamente atrás da frente de choque, em energia interna quando as partículas do ar são desaceleradas na superfície [22]. A pressão resultante do embate pode ser calculada através de diversos factores, tais como o pico de pressão da onda de choque inicial e o ângulo de incidência. O ângulo de incidência corresponde ao ângulo entre a direcção do movimento da onda e a face da superfície sólida. O maior aumento de pressão acontece para uma reflexão onde a direcção do movimento da onda é perpendicular à superfície sólida no ponto de incidência. Se o ângulo de incidência for diferente do caso de reflexão normal, a reflexão é denominada por reflexão oblíqua. Este aumento de pressão depende da força da explosão, durante o choque, com a superfície. Quanto maior for a pressão da onda incidente maior será a diferença entre esta e a pressão da onda reflectida [5]. Enquanto que, para valores altos de escala de distância a pressão

da onda reflectida p_r será cerca de o dobro da pressão da onda original, para casos extremos com valores muito baixos de escala de distância, a pressão da onda reflectida pode ser vinte vezes maior que a pressão incidente [4]. A Figura 2.11 apresenta os valores de pressão incidente e reflectida durante a fase positiva e negativa de uma onda de choque para diferentes escalas de distância.

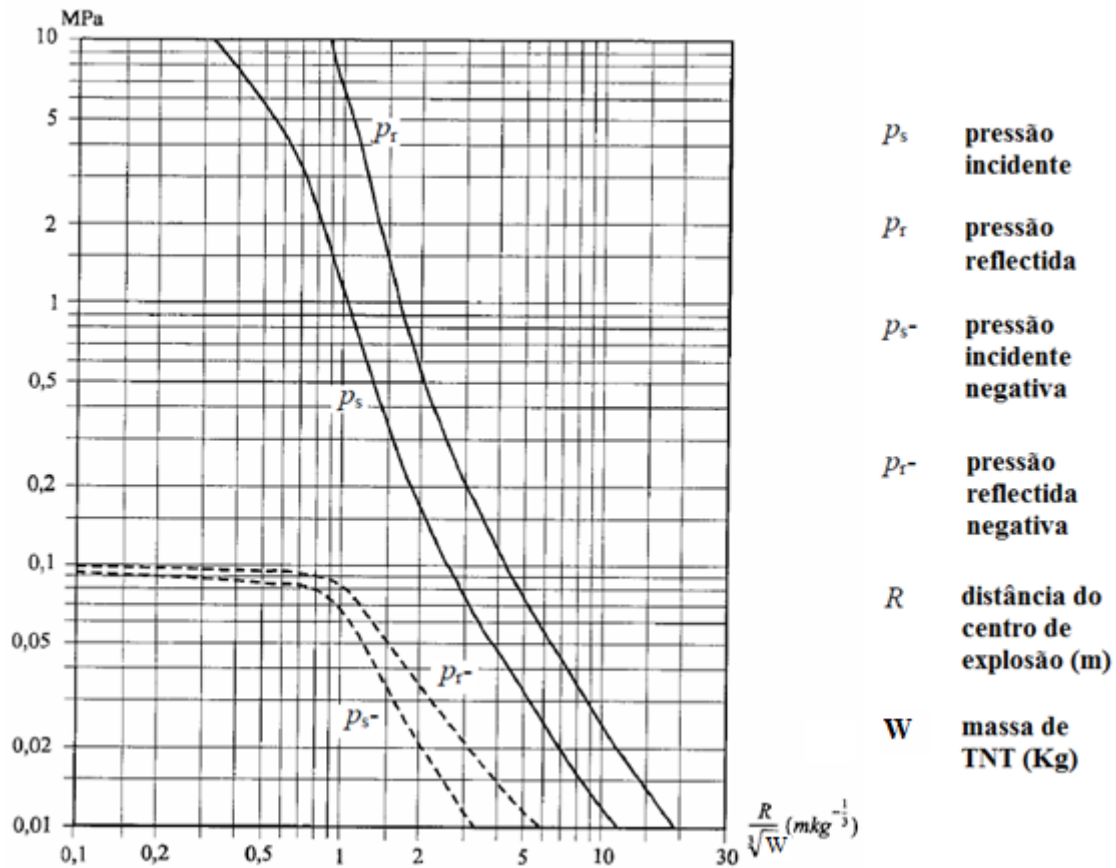


Figura 2.11 - Pico de pressão positiva e negativa, incidente e reflectida (reflexão normal) em função da escala de distância [5]

2.4.5 Frente de choque de explosões em contacto com o terreno

Quando um alto explosivo é detonado em contacto ou muito perto da superfície do terreno, a onda de choque vai ser reflectida e reforçada pelo terreno. Neste caso, a onda de choque incidente vai-se fundir com a onda de choque reflectida criando uma única onda com pressões e densidades de impulso maiores que no caso da explosão em espaço aberto. Teoricamente, se a superfície do terreno fosse um reflector perfeito, não haveria dissipação de energia na reflexão, o que levaria a que a explosão gerada tivesse as mesmas propriedades que uma explosão em espaço aberto, com o dobro de massa do explosivo. Contudo, na realidade, a energia libertada pela explosão vai ser parcialmente absorvida pelo terreno, obrigando a encontrar um factor menor que 2, para comparar este tipo de explosão com uma explosão em espaço aberto. Com base em dados experimentais, concluiu-se que as características de uma explosão junto ao terreno podem ser determinadas através das características de uma explosão em espaço aberto, considerando que a massa do explosivo é 1,8 vezes maior que na realidade [15].

Quando a frente de choque embate contra um edifício sem aberturas, a sua pressão e densidade de impulso são reflectidas e reforçadas na parede frontal. Ver Figura 2.12. Este fenómeno gera grandes diferenças de pressão nos cantos entre a parede frontal e a cobertura e nas paredes laterais, gerando uma nova onda denominada por “rarefaction wave”, que se propaga dos cantos para o centro da parede frontal. Esta onda não afecta o pico de pressão reflectida mas pode afectar substancialmente a densidade de impulso visto que o tempo de duração da onda de choque pode ser reduzido [5]. Ao mesmo tempo que se forma esta onda, a frente de choque original continua a propagar-se por cima da cobertura e pelas paredes laterais até passar por cima da parede traseira. A passagem da frente de choque pelos cantos e extremidades da parede frontal gera vórtices na cobertura e nas paredes laterais. Estas partes da estrutura do edifício sofrem com as cargas provenientes da frente de choque original [21]. O estudo destes eventos permite concluir que a geometria da estrutura de um edifício pode influenciar a sua resistência a uma onda de choque gerada pela detonação de um explosivo. Isto porque a sua geometria pode diminuir a magnitude das pressões e das cargas geradas por uma explosão, em certos pontos considerados críticos numa estrutura.

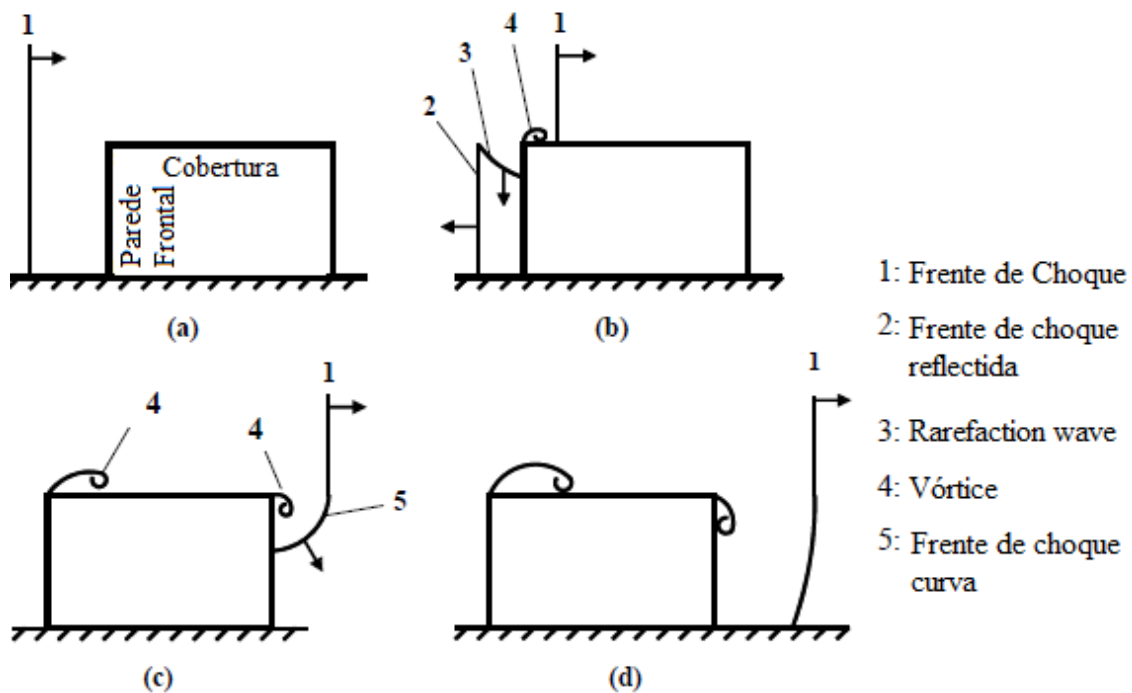


Figura 2.12- Passagem de uma onda de choque por um edifício sem aberturas [5]

2.4.6 Efeitos de onda de choque numa superfície plana

Se um explosivo relativamente pequeno é detonado perto de um grande edifício, podemos considerar que as cargas provenientes desta explosão actuam unicamente na fachada frontal do edifício. Nestes casos, a fachada frontal é considerada infinita e os diversos elementos individuais são carregados sequencialmente, permitindo assim analisar separadamente cada elemento.

Quando a explosão ocorre a uma distância relativamente curta de uma superfície plana, como por exemplo uma parede ou laje, a sua frente de choque vai ser curva no momento em que bate

na superfície. Isto acontece devido à propagação radial da onda de choque. Consequentemente, as pressões geradas pela chegada da onda de choque vão variar ao longo da superfície. Isto acontece porque a onda de choque não embate ao mesmo tempo em todos os pontos da superfície, chegando assim com diferentes amplitudes a cada ponto [5]. A Figura 2.13 ilustra a propagação radial da onda de choque em 3 tempos (t_1 , t_2 e t_3) e a pressão gerada pela onda de choque na superfície.

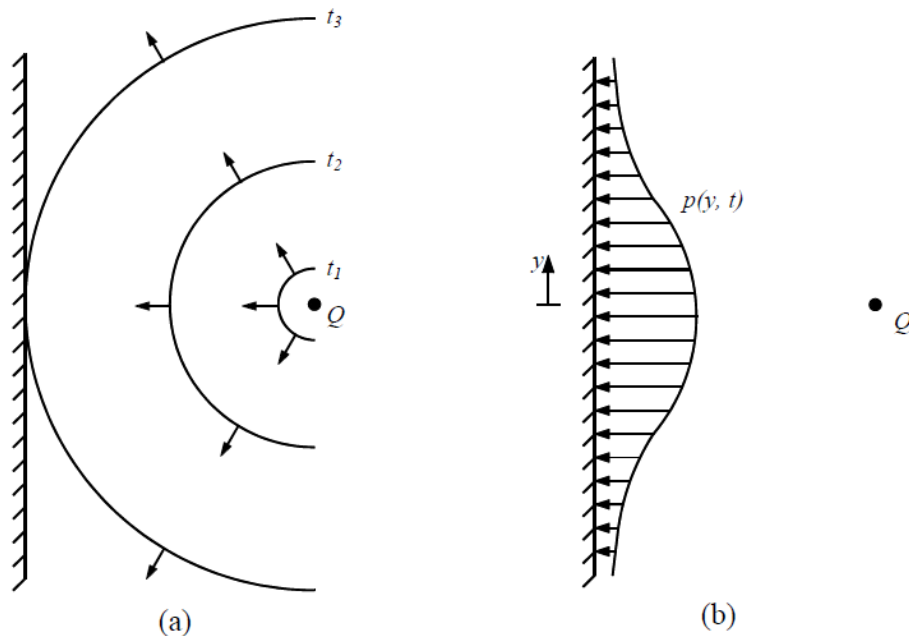


Figura 2.13 – (a) Detonação de um explosivo relativamente perto de uma superfície sólida, (b) pressões sofrida pela superfície sólida [5]

2.4.7 Explosões no interior de um edifício

Uma explosão que ocorre no interior de um edifício pode ser de dois tipos: parcialmente ventilada ou totalmente confinada, consoante exista ou não, janelas e portas na divisão onde se dá a explosão. Na maioria dos casos, as explosões no interior de um edifício são do tipo parcialmente ventilado.

Estes tipos de explosões vão gerar dois tipos de cargas: as cargas geradas pela onda de choque inicial e pelas ondas reflectidas e as cargas geradas pela expansão dos gases gerados pela explosão. O confinamento da onda de choque inicial vai gerar múltiplas ondas de choque reflectidas que vão aumentar a intensidade e a duração das pressões. Simultaneamente, os gases gerados pela detonação acumulam-se no interior o que vai aumentar ainda mais a pressão [15].

Prever as pressões de uma explosão no interior de um edifício é complicado devido às diversas variáveis que podem influenciar o modo como se dá a explosão. O tamanho da sala, o material das paredes, do pavimento e do tecto, as quantidades de aberturas por onde a onda de choque e os gases podem ser ventilados, são apenas alguns dos exemplos das diversas variáveis que influenciam este tipo de explosão. Simplificações que permitem estimar o pico de pressão e o tempo de duração de uma explosão no interior de um edifício podem ser encontradas no livro de Baker [23].

2.4.8 Determinação dos parâmetros da onda de choque

São os parâmetros da onda de choque na fase positiva que caracterizam uma explosão. A sua determinação permite prever os efeitos que uma explosão pode provocar numa determinada estrutura. Através da TM 5-1300 (UFC 3-340-02) [20], podemos determinar os parâmetros de uma onda de choque, em unidades britânicas, para um dado ponto de interesse numa explosão em espaço aberto, utilizando os seguintes passos:

1º - Determinar a massa equivalente em TNT do explosivo e a distância a que este se encontra do ponto de interesse;

2º - Utilizar um factor de segurança de 20% para o peso da carga;

3º - Para o ponto de interesse, calcular a escala de distância Z através da expressão (2.3);

4º - Com o valor calculado da escala de distância Z, utilizar o gráfico da Figura 2.14 para determinar os parâmetros da onda de choque durante a fase positiva:

- Pico de pressão incidente p_s ;
- Pico de pressão reflectida p_r ;
- Velocidade da frente da onda de choque U;
- Unidade de escala do impulso específico incidente $i_s/\sqrt[3]{W_{TNT}}$;
- Unidade de escala do impulso específico reflectido $i_r/\sqrt[3]{W_{TNT}}$;
- Unidade de escala da duração da fase positiva $t^+/\sqrt[3]{W_{TNT}}$;
- Unidade de escala do tempo de chegada da onda $t_a/\sqrt[3]{W_{TNT}}$;
- Unidade de escala do comprimento de onda $L_W/\sqrt[3]{W_{TNT}}$

5º - Multiplicar as unidades de escala por $\sqrt[3]{W_{TNT}}$ para obter valores absolutos.

A utilização do gráfico da Figura 2.14 é feita usando o sistema de unidades britânicas. A escala de distância Z tem de ser calculada utilizando estas unidades. A conversão dos parâmetros para valores do sistema internacional só poderá ser feita nos valores finais.

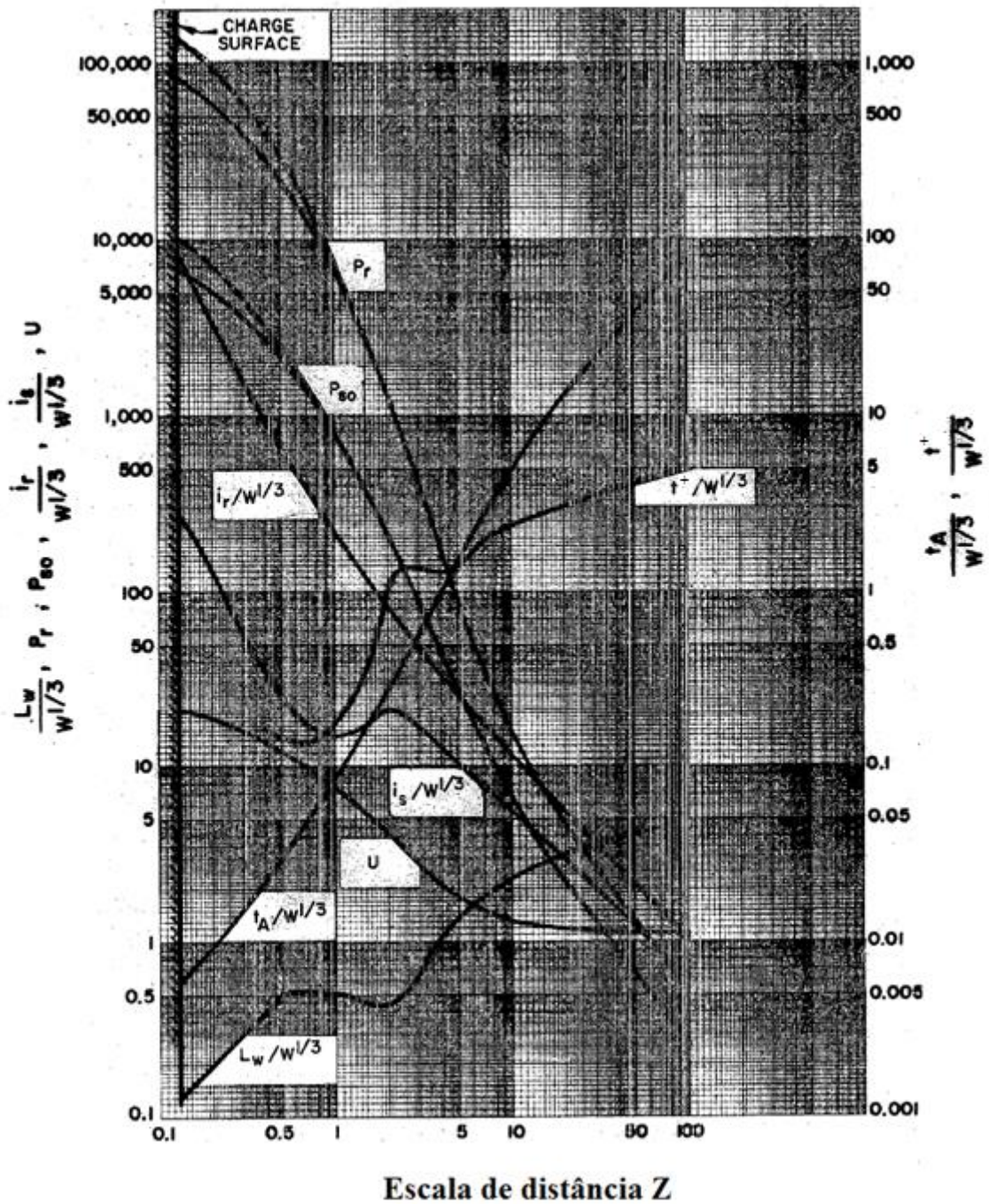


Figura 2.14- Parâmetros da fase positiva de uma onda de choque para uma explosão em espaço aberto ao nível do mar [20]

2.5 Resposta das estruturas a cargas dinâmicas

O comportamento de uma estrutura sujeita a cargas dinâmicas pode variar significativamente quando comparado com o de uma estrutura sujeita a cargas estáticas. Quanto maior for a pressão de pico e menor o tempo de duração da carga, maiores serão as diferenças verificadas. Quando se dimensiona uma determinada estrutura contra os efeitos de cargas dinâmicas, não se pode ter apenas em consideração o seu comportamento elástico. Se assim fosse, a estrutura teria um comportamento frágil e para resistir às elevadas cargas dinâmicas provenientes de uma explosão seria necessário que a estrutura fosse muito robusta e pouco económica. Para evitar isto, os elementos estruturais de uma estrutura sujeita a cargas dinâmicas devem ser dimensionados de modo a permitir deformações plásticas [5]. Elementos estruturais com um comportamento mais dúctil têm maior capacidade de absorver energia e podem prevenir o colapso total ou parcial de uma estrutura devido a falhas localizadas. Na Figura 2.15 podemos observar as diferenças entre uma resposta dúctil e uma resposta frágil dos elementos estruturais. Para resistir às cargas dinâmicas de uma explosão é mais vantajoso dimensionar elementos estruturais mais dúcteis, com capacidade de deformação plástica e de absorção de energia, do que elementos estruturais muito frágeis.

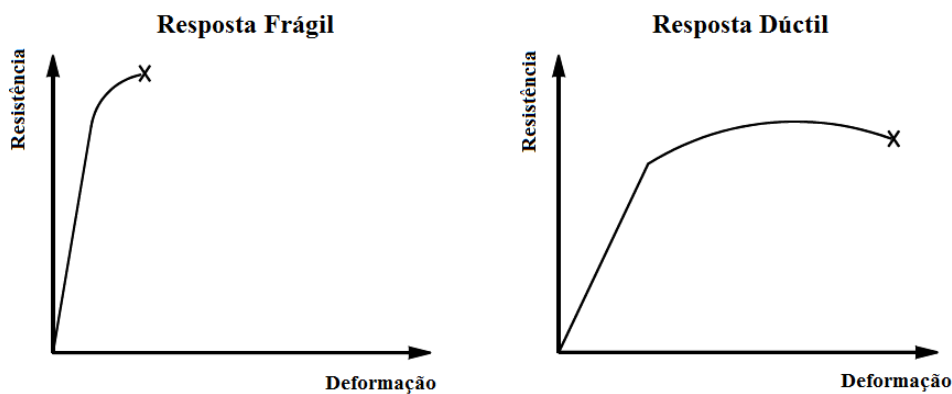


Figura 2.15- Resposta Frágil e Dúctil dos elementos estruturais [5]

2.5.1 Regimes de Resposta das estruturas

A resposta de uma estrutura a cargas dinâmicas vai depender do rácio entre o período natural da estrutura e o tempo de duração da explosão. Os diferentes regimes de resposta de uma estrutura estão representados na Tabela 2.4 [15]

Tabela 2.4- Regimes de resposta [15]

Regime de resposta	Rácio o tempo de duração da acção e o período natural da estrutura
Impulsivo	$t_d / T < 0.4$
Dinâmico	$0.4 < t_d / T < 2$
Quase-estático	$t_d / T > 2$

Os diferentes elementos de uma estrutura sujeita a uma explosão podem ter diferentes regimes de resposta visto que, apesar de estarem sujeitas à mesma explosão, cada elemento tem o seu próprio período natural de vibração.

No regime de resposta impulsiva, o tempo de duração das cargas explosivas é muito mais curto que do que o período natural da estrutura. Esta diferença é tal que, a carga dinâmica deixa de actuar antes que a estrutura tenha tempo de resposta. Quando as partículas da onda de choque embatem na estrutura, a sua velocidade muda instantaneamente para zero, gerando energia cinética na estrutura. Neste tipo de explosão, em que a onda de choque tem um tempo de actuação muito curto, o impulso gerado pela onda é o factor mais importante no dimensionamento da estrutura.

Quando a duração da carga da explosão é bastante maior que o período natural da estrutura, a carga é chamada quase-estática. Esta carga pode ser considerada constante e a resposta da estrutura é equivalente a de uma resposta a cargas estática. Nestes casos, a estrutura deforma-se enquanto as cargas da explosão ainda estão a actuar, gerando energia de deformação.

Entre o regime impulsivo e o regime quase-estático, quando o tempo de actuação das cargas da onda de choque é similar ao período natural da estrutura, existe o regime dinâmico. Neste regime, o tempo de resposta da estrutura é similar ao tempo de duração de actuação das cargas dinâmicas. A resistência da estrutura neste tipo de regime é maior do que num regime estático. Este tipo de explosão gera energia cinética e energia de deformação [15].

2.5.2 Propriedades dos materiais

Um material tem mais resistência quando é sujeito a cargas dinâmicas do que quando é sujeito a cargas estáticas de mesma amplitude. Isto acontece devido aos efeitos de inércia gerados quando a estrutura tenta resistir às mudanças de velocidade provocadas pela chegada da onda de choque. Quanto maior for a velocidade de deformação imposta pelas cargas dinâmicas num determinado material maior será a sua resistência. Numa estrutura de betão armado sujeita a cargas de explosão, as velocidades de deformação do betão e do aço são bastantes superiores quando comparadas com as de uma carga estática. A velocidade de deformação do betão armado é cerca de $3 \cdot 10^{-5} \text{s}^{-1}$ numa carga estática e cerca de 1s^{-1} numa carga dinâmica [24] [25]. Para converter as resistências dos materiais de cargas estáticas para dinâmicas usa-se o factor de incremento dinâmico (DIF). O DIF é o rácio entre a resistência dinâmica e a resistência estática. Quanto maior for a velocidade de deformação maior será o DIF.

Propriedades dinâmicas do aço

O DIF dos varões de aço utilizados no reforço de elementos de betão vai depender do tipo de aço usado. Apesar de o módulo de elasticidade do aço se manter constante, tanto a tensão de cedência como a tensão de rotura do aço aumentam com o aumento da velocidade de deformação. A fórmula utilizada para calcular o DIF para a tensão de cedência e de rotura dos varões de aço é a seguinte [26]:

$$DIF = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}} \right)^{\alpha} \quad (2.7)$$

Onde para a tensão de cedência:

$$\alpha = 0.074 - 0.04 \frac{f_y}{414} \quad (2.8)$$

E para a tensão de rotura:

$$\alpha = 0.019 - 0.009 \frac{f_y}{414} \quad (2.9)$$

Em que:

- $\dot{\epsilon}$ - Velocidade de deformação
- f_y - Tensão de cedência do aço

Estas fórmulas são válidas para aços com tensões de cedência entre 290 MPa e 710 MPa e para velocidades de deformação entre os 0.0001 s^{-1} e os 225 s^{-1} . De acordo com estas fórmulas, o DIF da tensão de cedência cresce mais com a velocidade de deformação que o DIF da tensão de rotura e o DIF de ambas as tensões decresce com o aumento da tensão de cedência do aço para cargas estáticas. Na Figura 2.14 podemos observar o aumento das tensões de cedência e de rotura com a velocidade de deformação do aço A500.

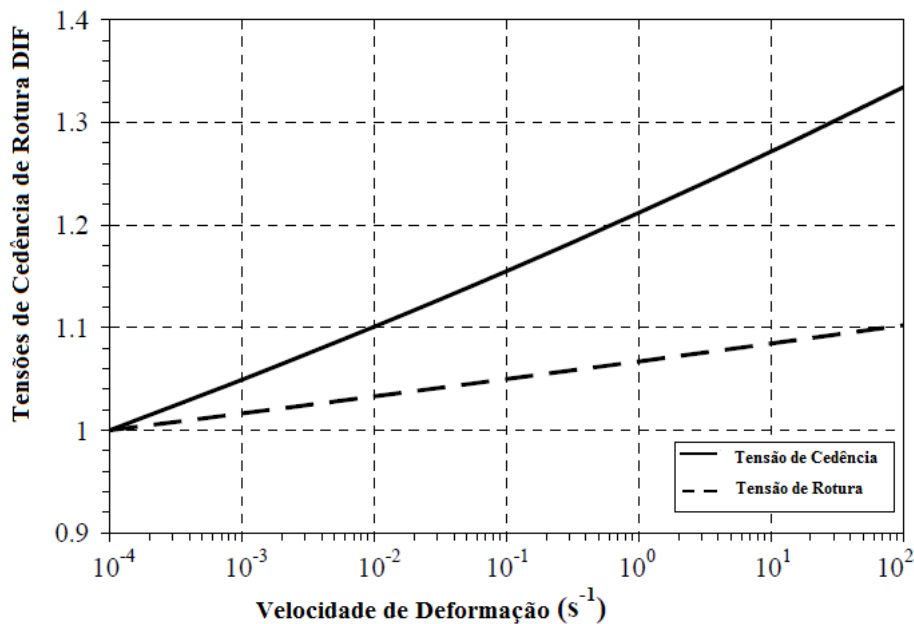


Figura 2.16- DIF nas tensões de cedência e de rotura do aço [5]

Propriedades dinâmicas do Betão

Ao contrário do aço o betão é um material com um modo de rotura frágil. Na Figura 2.17 estão representados dois modelos que caracterizam o factor de incremento dinâmico da resistência do betão convencional (NSC) e do betão de elevada resistência (HSC) à compressão e à flexão em função da velocidade de deformação [24, 27]. A formulação usada no modelo de Malvar-Crawford é posterior à usada no modelo CEB-FIP e foi testada experimentalmente tornando o modelo de Malvar-Crawford mais correcto na determinação do DIF da resistência à tracção do betão.

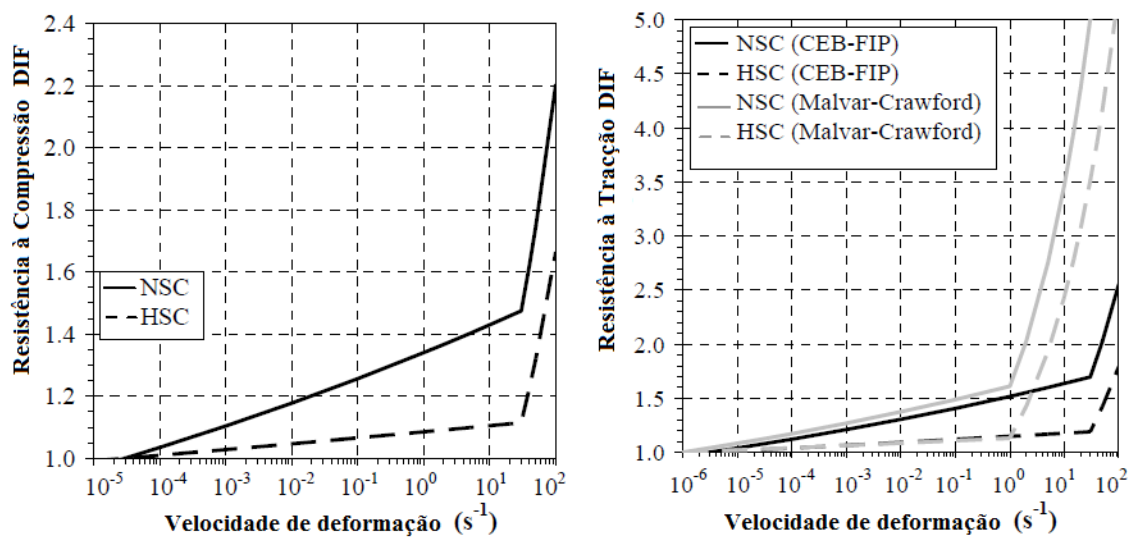


Figura 2.17- DIF nas resistências do betão à compressão e à tracção [5].

Observando os gráficos podemos verificar que, tanto na resistência à compressão como na resistência à tracção, existem dois intervalos distintos de crescimento do DIF. No primeiro intervalo, o crescimento mais moderado de resistência deve-se a efeitos de viscosidade da água nos micróporos. O efeito das cargas explosivas num elemento de betão vai fazer com que a água se movimente dentro do elemento, gerando pressões internas. Estas pressões vão ajudar o elemento a resistir às cargas externas. Estudos indicam que em elementos de betão saturados o factor de incremento dinâmico (DIF) tem um crescimento mais elevado. O segundo intervalo, o crescimento mais elevado da resistência do betão, deve-se a efeitos de inércia [5].

2.5.3 Cargas dinâmicas em Placas de Betão Armado

Quando uma placa de betão armado é sujeita a cargas dinâmicas provenientes da detonação de um explosivo podem acontecer os seguintes fenómenos:

- Efeito “Spalling”
- Rotura por Flexão
- Rotura por Corte

Efeito Spalling

Quando uma onda de choque de uma pequena explosão a uma curta distância embate na superfície de uma placa de betão armado, uma parte da energia da onda vai ser reflectida para fora da parede e a restante, com proporções significativas, vai-se propagar através da parede como se fosse uma onda de compressão. Quando esta onda chega à face tardoz da parede existe uma nova reflexão. Nesta reflexão, uma parte da energia propaga-se de novo para dentro da parede e a outra parte propaga-se para o ar. O choque entre a onda de compressão reflectida e a onda de compressão incidente vai gerar grandes tensões na face tardoz da placa. Não resistindo às elevadas tensões, o betão na face tardoz parte-se e as suas partículas são ejectadas para fora da parede a alta velocidade. Chama-se a este fenómeno o efeito Spalling (Figura 2.18) [28]. Como este fenómeno ocorre na face do betão, o aço que se encontra como reforço no interior da placa não ajuda a controlar este evento.

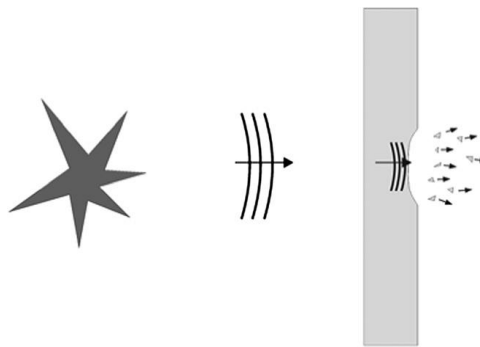


Figura 2.18- Efeito Spalling na face tardoz [28]

Rotura por flexão

A rotura por flexão é a rotura mais provável quando um explosivo é detonado a uma distância não muito curta de uma placa de betão (Figura 2.19). Nestes casos a rotura dá-se na zona de maior momento a meio do vão. Quando a rotura é total, este modo de rotura passa por 3 fases: na primeira fase dá-se a fendilhação na face tardoz da placa de betão, na segunda fase os varões de aço da armadura entram em cedência e na terceira fase as armaduras entram em rotura e, devido a efeitos de compressão na face frontal, pode haver esmagamento do betão. A rotura por flexão é normalmente uma rotura dúctil.

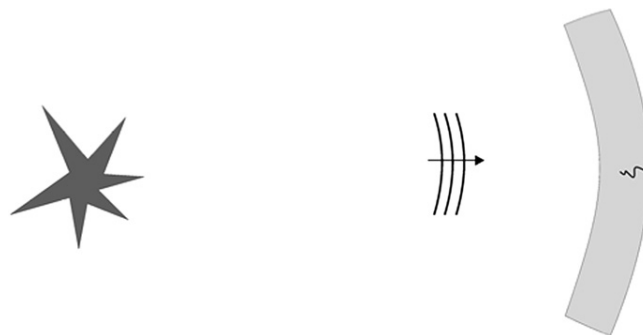


Figura 2.19- Rotura por flexão [28]

Rotura por Corte

Quando um explosivo é detonado a uma distância muito curta de uma placa de betão armado, o modo de rotura mais provável é a rotura por corte. Este modo de rotura acontece antes que a parede tenha tempo de responder às cargas de flexão. A rotura dá-se em zonas mais localizadas onde os esforços de corte são maiores. Nestes casos, a placa de betão parte-se em bocados grandes que são ejectados a alta velocidade. O efeito Spalling pode ainda ocorrer localmente. A rotura por corte tem um comportamento frágil.

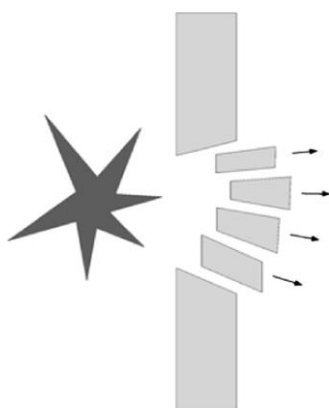


Figura 2.20- Rotura por corte [28]

Em 2014, Hosseinipour [29] testou experimentalmente a resposta dinâmica de 6 placas de betão armado sujeitas a cargas explosivas. Nesta experiência, foram ensaiadas lajes com dimensões diferentes a explosões com a mesma escala de distância, mas com distâncias e massas de TNT diferentes (Tabela 2.5). As lajes, com armaduras superiores e inferiores de Ø10//0.10m nas duas direcções foram bi-encastadas em dois dos bordos paralelos. Os resultados demonstraram que quanto maior for a laje maiores serão os danos provocados por uma determinada explosão com uma determinada escala de distância (Z) [29].

Tabela 2.5- Resultados experimentais de diferentes lajes com a mesma escala de distância [29]

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

Devido à curta distância entre o explosivo e a laje nenhum dos modelos entrou em rotura total. Nas lajes de menor dimensão verificou-se apenas o efeito spalling. Nas lajes de maior dimensão o modo de rotura mais observado foi o de flexão. Com deformações instantâneas máximas (δ_{max}) no centro da laje na ordem de 40mm, a laje demonstrou ter um comportamento dúctil. Na Figura 2.21 podemos observar os danos, na imagem da esquerda na face frontal e na imagem da

direita na face tardoza, provocados pela explosão na laje F. Apesar de o aço não ter entrado em rotura, o betão no centro da laje não suportou as pressões provocadas pela explosão e foi projectado para o exterior.



Figura 2.21- Efeitos de cargas explosivas numa laje [29]

Em 2013, com o objectivo de disponibilizar resultados experimentais para o desenvolvimento e ajustamento de programas numéricos que permitissem dimensionar elementos de betão armado sujeitos a cargas explosivas, Morales [30] testou a resistência de 12 placas de betão armado, 6 com betão de resistência tradicional (NSC) e 6 com betão de elevada resistência (HSC), contra os efeitos dinâmicos de uma explosão. As lajes simplesmente apoiadas nos quatro cantos, com 500 x 500 x 80 mm e com uma armadura de $\varnothing 8/0.10\text{m}$, foram sujeitas a cargas da explosão de 5kg de TNT a 1,5m. A escala de distância era de $0,88 \text{ m/kg}^{(1/3)}$. Os resultados demonstraram, tanto para as placas com HSC como para as placas NSC, modos de rotura de flexão e de corte (Figura 2.22). Os resultados experimentais sugerem que, para aumentar a resistência de uma placa de betão armado contra os efeitos dinâmicos de uma onda de choque, é mais importante aumentar a sua resistência aos esforços de tracção do que aos esforços de compressão. Isto significa que a utilização de HSC pode não aumentar significativamente a resistência de um elemento estrutural contra os efeitos explosivos [30].

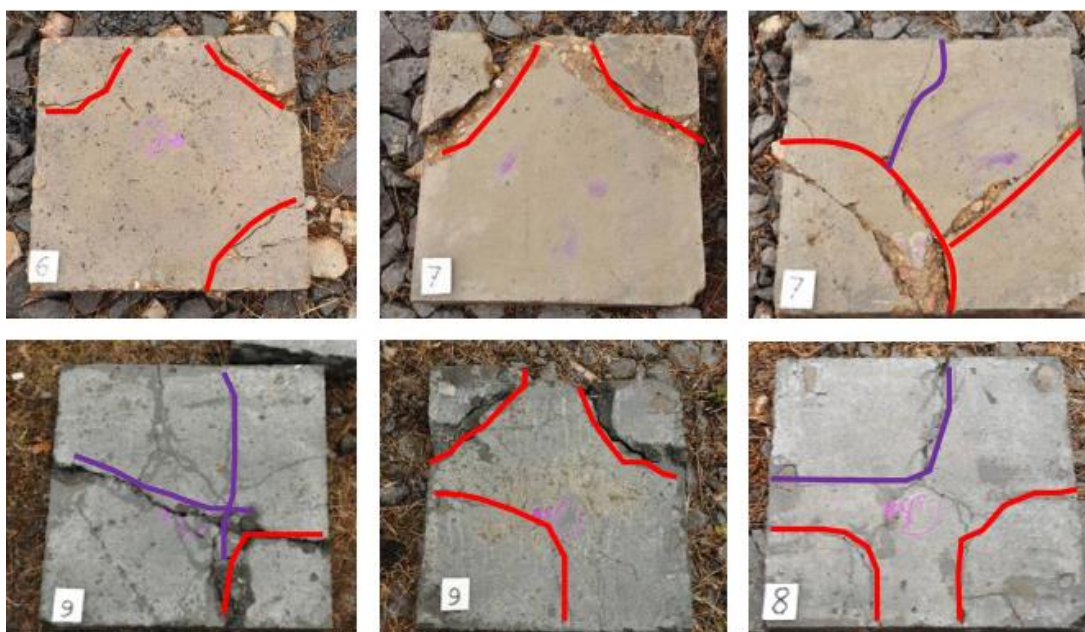


Figura 2.22- Roturas de corte (vermelho) e de flexão (roxo) [30]

2.6 Utilização de Compósitos Reforçados com Fibras

A partir do início dos anos 90 começou-se a estudar a utilização de polímeros reforçados com fibras (FRP) em compósitos, como reforço de estruturas existentes de betão, alvenaria, metálicas e de madeira. Hoje em dia, este tipo de reforço é muito utilizado para reforço de vigas, pilares, lajes, paredes e ligações entre elementos estruturais. Estes compósitos têm elevada resistência, elevada capacidade de absorver energia e baixo peso. É um reforço com aplicação simples e rápida que não altera significativamente a geometria da estrutura. Contudo, existem poucos trabalhos de investigação que tenham estudado a sua utilização como reforço de estruturas contra explosões. Os reforços mais usados nestas investigações utilizaram polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) ou polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP).

Em 1997, Ross testou a resistência contra explosões de duas lajes de betão armado com 3,05 x 3,05 x 0,2 m [31]. Uma das lajes foi reforçada com CFRP e a outra serviu como laje de referência. A distância entre o explosivo e as duas lajes foi a mesma mas a quantidade de explosivo utilizado na laje reforçada foi maior. Os resultados demonstraram que apesar de estar sujeita a um maior impulso, a laje reforçada com CRFP sofreu uma deformação máxima menor em 25% do que a laje de referência (Tabela 2.6).

Tabela 2.6- Resultado dos ensaios de Ross [31]

Ensaio	W_{TNT} [kg]	R [m]	Reforço	Impulso [Mpa.ms]	Deformação máxima [mm]
1	81,92	4,38	-	1,38	57,2
2	92,27	4,38	2.03mm CFRP	1,66	43

Em 2003, Lawver ensaiou experimentalmente 3 lajes de betão armado com 9,1 x 9,1 x 0,2 m [32]. Das 3 lajes, a primeira foi usada como laje de referência, a segunda foi reforçada com CFRP e a terceira foi reforçada com GFRP. A detonação dos explosivos ocorreu no interior de edifícios com as lajes por cima dos explosivos, funcionando como lajes de cobertura. Apesar de não existir a informação da distância entre o explosivo e as lajes e da quantidade de explosivo utilizado, sabe-se que as 3 lajes foram sujeitas a explosões idênticas. Os resultados demonstraram que as respostas dinâmicas das duas lajes reforçadas foram idênticas. Tanto a laje reforçada com CFRP como a laje reforçada com GFRP sofreram uma deformação residual de 290 mm. A laje de referência sofreu uma deformação residual de 380 mm. Foi concluído que a utilização de FRP aumenta a resistência das lajes.

3. PRODUÇÃO DE MODELOS REFORÇADOS COM ARGAMASSA ARMADA

3.1 Placas de betão armado

Para testar a resistência de placas de betão reforçadas com argamassa armada contra as cargas provenientes de uma explosão, foram utilizados dois painéis de fachada pré-fabricados. Estes painéis idênticos, oferecidos pela empresa Concremat - pré fabricação e obras gerais SA., com 4,34 metros de comprimento, 2,6 metros de altura e 12 cm de espessura, foram cortados ao meio devido ao seu elevado peso, cerca de 3,4 toneladas cada. Deste modo foi possível criar quatro modelos com diferentes soluções de reforço. A Figura 3.1 mostra um dos painéis antes de ser cortado. A imagem da direita, que representa a parte frontal do painel, mostra que existem duas juntas falsas em forma de cruz. Estes entalhes têm 15 mm de profundidade.



Figura 3.1- Painel de fachada pré-fabricado antes de ser cortado

Depois de realizado o corte, com uma serra eléctrica de cortar pavimentos, obteve-se quatro placas de betão armado, o que permitiu ter quatro modelos experimentais, um sem reforço, como referência, e três reforçados com argamassa com diferentes tipos de armadura.

3.1.1 Características das placas de betão armado

As quatro placas de betão armado, com 2,6x2,17 m e 12 cm de espessura, têm como armadura malhas electro soldada NC50 em cada face. Ao longo dos bordos, existe uma armadura de bordo em forma de U e dois varões longitudinais Ø12. No bordo onde foi cortado o painel não existe qualquer armadura de reforço. A Figura 3.2 mostra a pormenorização destas placas de betão armado.

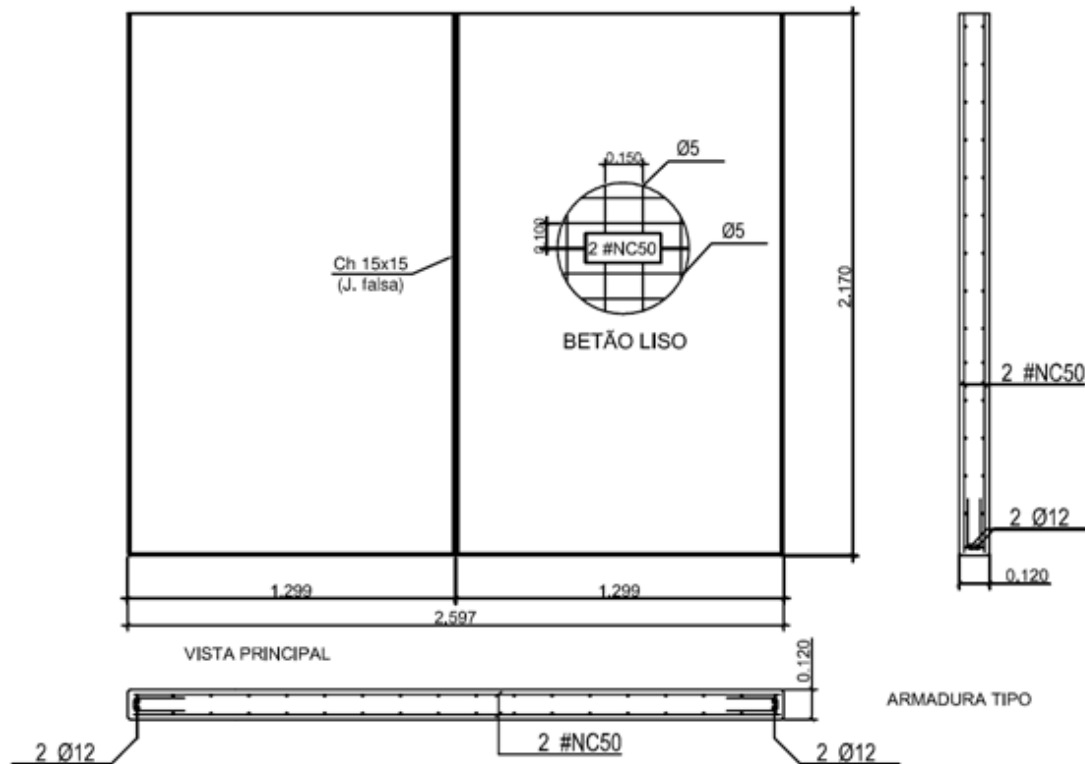


Figura 3.2- Pormenorização das placas de betão

Características do betão e do aço:

- Betão: C30/37- XC4; c10,1, D14; F5;
- Aço em armadura ordinária: A500 NR-SD;
- Aço em malha electro soldada: A500 ER

Foram realizados ensaios à compressão a dois cubos do betão utilizado para a construção dos painéis aos 2, 7 e 28 dias (Tabela 3.1). O resultado médio da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias dos dois cubos foi: $f_{cm,cube} = 46$ MPa.

Tabela 3.1- Ensaio de compressão dos cubos

Ensaio de compressão	f_c (2 dias) [MPa]	f_c (7 dias) [MPa]	f_c (28 dias) [MPa]
Cubo 1	34,22	42,33	45,78
Cubo 2	34,79	43,72	46,22

A malha electro soldada NC50 é uma malha rectangular, com rectângulos com 0,10x0,15m e com varões nervurados de Ø5 e de Ø4 (Tabela 3.2).

Tabela 3.2- Dimensões da Malha Electro Soldada NC50

Referência	Varões Longitudinais		Área Secção/ m de largura <i>cm</i> ² /m	Varões Transversais		Área Secção/ m de largura <i>cm</i> ² /m	Peso <i>kg/m</i> ²
	Ø (mm)	// (mm)		Ø (m/m)	//(mm)		
NC50	5,0	100	1,96	5,0	150	1,31	2,57

A existência do entalhe no centro das placas de betão armado faz com que nesta zona a altura útil das armaduras seja diferente da altura útil no resto das placas. A Figura 3.3 mostra um corte a meio da placa no sentido do maior vão com as duas alturas úteis.

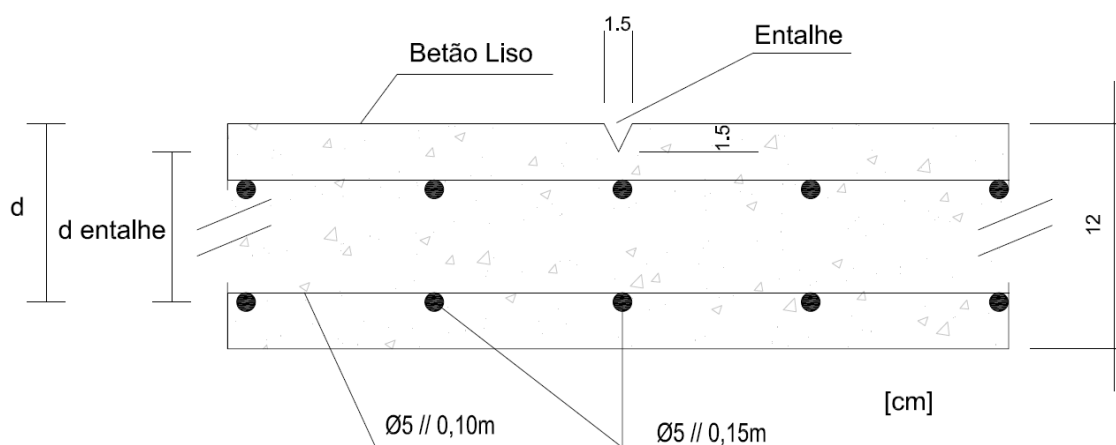


Figura 3.3- Alturas úteis das armaduras das placas de betão armado

As alturas úteis das armaduras são:

$$d = h - rec - \frac{\varnothing_l}{2} = 0,12 - 0,03 - \frac{0,005}{2} = 0,0875 \text{ m} \quad (3.1)$$

$$d_{entalhe} = h - rec - \frac{\varnothing_l}{2} = 0,105 - 0,03 - \frac{0,005}{2} = 0,0725 \text{ m} \quad (3.2)$$

Foram realizadas medições das alturas úteis das armaduras das placas registando-se valores entre os 0,084 m e os 0,09 m. Para efeitos de cálculo, visto não se verificar diferenças significativas entre o descrito pelo fabricante e o real, foram consideradas as alturas úteis calculadas em (3.1) e (3.2).

3.1.2 Preparação da Superfície a ser reforçada

Como já foi referido, as placas de betão armado utilizadas na realização destes modelos foram construídas como painéis de fachada, isto significa que, por motivos estéticos, as suas faces eram lisas e sem nenhuma rugosidade. Para garantir a aderência entre a placa de betão e a argamassa é necessário que a superfície de contacto seja rugosa.

A rugosidade em superfícies de betão lisas é normalmente conseguida através de picagem com martelos eléctricos, jactos de areia ou jacto de água de alta pressão. Para as placas usadas nesta dissertação, optou-se pela utilização de jacto de água de alta pressão. Este método, muito utilizado na decapagem dos barcos, tem um elevado rendimento, cerca de $9 \text{ m}^2/\text{h}$, deixa a superfície do betão rugosa e sem impurezas, não corre o risco de diminuir a resistência mecânica do betão por fendilhação como ocorre no processo com martelo eléctrico e não produz os detritos gerados pelo sistema do jacto de areia. Na realização deste trabalho, foi utilizado um jacto de água de alta pressão da empresa KARCHER com uma pressão de 1200 Bar. Na Figura 3.4, do lado esquerdo pode-se observar a aplicação do jacto de água de alta pressão e do lado direito a diferença entre a superfície lisa, em cima, e da superfície rugosa, em baixo, depois do tratamento com o jacto.



Figura 3.4- Utilização de jacto de água para criar rugosidade na superfície lisa de betão

De forma a garantir que este processo de decapagem deixasse a superfície de betão com rugosidade suficiente para obter uma boa aderência entre o betão e a argamassa, foi realizado a medição da rugosidade com um sistema desenvolvido na FCT/UNL pelo Eng.º Hugo Fernandes. Com este sistema foram efectuadas em cada superfície rugosa 148 medições. Estas medições foram realizadas ao longo de 4 linhas com 0,9m, duas linhas em cada direcção, e 37 medições por linha. Na Figura 3.5 está representado o método utilizado na recolha de medições para o teste de rugosidade. Na imagem da esquerda pode-se observar a utilização do sistema de medição ao longo de uma linha e na imagem da direita a representação da disposição das linhas ao longo dos quais foram realizadas as medições.

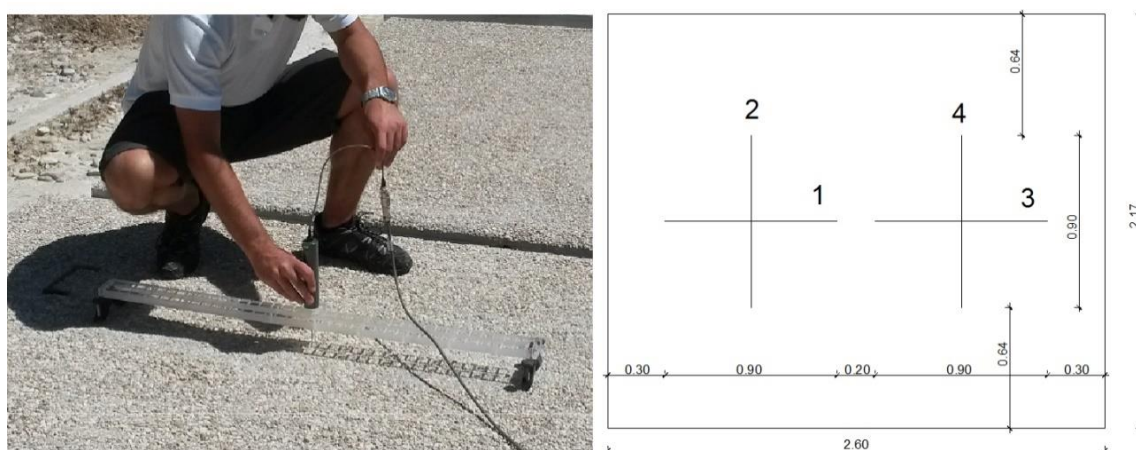


Figura 3.5- Utilização do sistema desenvolvido na FCT-UNL para medição da rugosidade

Os parâmetros que caracterizam uma superfície rugosa são a maior altura do perfil de rugosidade (R_t) (ver Figura 3.6) e a rugosidade média (R_a) que representa o desvio médio do perfil com a linha de rugosidade média (\bar{y}) e pode ser calculada usando a seguinte equação [33]:

$$R_a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i - \bar{y}| \quad (3.3)$$

Onde:

n - número total de medições ao longo de uma linha de comprimento (l)

y_i - valor absoluto do desvio em relação à linha de rugosidade média (\bar{y})

A Figura 3.6 apresenta o gráfico de rugosidade com os parâmetros que permitem caracterizar uma superfície rugosa.

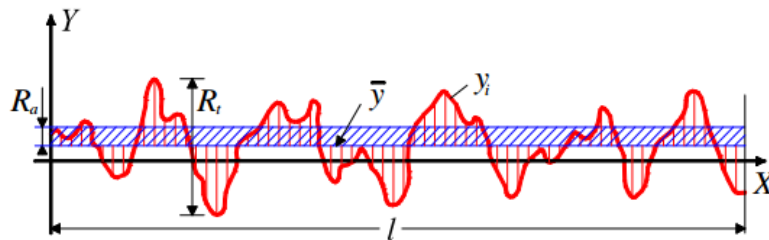


Figura 3.6- Gráfico de rugosidade [33]

Utilizando os resultados das 37 medições, foram calculados todos os parâmetros necessários para caracterizar a superfície rugosa. Os resultados estão representados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3- Parâmetros de Rugosidade

Placa	Linha	Rt [mm]	Rt médio [mm]	Ra [mm]	Ra médio [mm]
A	1	8,91	9,82	2,97	3,19
	2	8,74		2,66	
	3	13,03		3,70	
	4	8,6		3,45	
B	1	5,36	6,41	3,08	3,16
	2	5,94		3,09	
	3	8,38		3,44	
	4	5,95		3,01	
C	1	7,29	6,91	2,96	3,28
	2	7,61		3,12	
	3	5,31		3,09	
	4	7,42		3,96	

Com as rugosidades médias (R_a) a rondar os 3,2 mm, as superfícies de betão estão prontas para receber a argamassa armada com boa aderência.

3.2 Descrição dos materiais utilizados no reforço

Nesta dissertação foram aplicados três tipos de reforço. Ocupando toda a área da face rugosa da placa, estes reforços têm em comum o facto de terem 20 mm de espessura e utilizarem como base uma calda de cimento. As suas diferenças estão no tipo de armadura utilizada:

- Reforço A: malha distendida galvanizada;
- Reforço B: 1% de fibras de aço unidireccionais;
- Reforço C: 0,5 % de fibras de aço em direcções ortogonais.

Os materiais utilizados na produção dos diferentes tipos de reforço foram os seguintes:

- Cimento Portland CEMI 43,5 R (Secil);
- Sílica de fumo (Mapeplast SF);
- Superplastificante (Sika Viscocrete 3005);
- Fibras de aço (Favir);
- Malha distendida (Metal Distendido- L115 T3040).

Em seguida será efectuada uma descrição destes diferentes materiais referindo as suas propriedades.

3.2.1 Calda de cimento

Em estudos recentes foi desenvolvido uma Calda Reforçada com Fibras Unidireccionais (CRFU), com a intenção de reforçar vigas e pilares através de encamisamento contra efeitos sísmicos [1]. Mais tarde, o mesmo material foi ensaiado de modo a ser caracterizado [2]. Nesses estudos a calda de cimento utilizada demonstrou ser autocompactável, apresentando uma elevada resistência mecânica e uma retracção controlada. De modo a garantir estas características, a calda de cimento adoptada no âmbito deste trabalho, tem a mesma mistura e segue os mesmos procedimentos de amassadura desenvolvidos nos trabalhos referidos.

A mistura utilizada na calda encontra-se descrita na Tabela 3.4.

Tabela 3.4- Composição da Calda de Cimento [1]

Calda de Cimento		
Cimento Portland Tipo I Classe 42,5R	-	1536 Kg/m ³
Sílica de fumo	2%	31 Kg/m ³
Rácio água-ligante	0,3	470 Kg/m ³
Superplastificante Sika Viscocrete 3005	0,5%	8 Kg/m ³

Cimento Portland Tipo I Classe 42,5R

O cimento utilizado na produção da calda de cimento foi o cimento Portland CEM I 42,5R, produzido em Portugal na fábrica da Secil, em Outão, Setúbal. Este cimento foi produzido de acordo com a NP EN 197-1 e as suas características, fornecidas pelo fabricante, estão apresentadas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5- Resistência à compressão do CEM I 42,5 R (Secil)

Resistência à compressão (MPa) – NP EN 197-1	
Resistência nos primeiros dias	Resistência de referência
2 dias	28 dias
≥ 20	$\geq 42,5$ e $\leq 62,5$

Aditivo: Sílica de fumo

Os aditivos utilizam-se na mistura de compósitos com o objectivo de melhorar certas propriedades ou mesmo alcançar propriedades especiais. Estes produtos são adicionados às misturas em quantidades superiores a 5% da massa de cimento. A NP EN 206-1 inclui dois tipos de adições inorgânicas [2]:

- Tipo I – Adições quase inertes (por exemplo, filer calcário);
- Tipo II – Adições pozolânicas ou hidráulicas latentes (por exemplo, pozolanas, cinzas volantes, escória de alto-forno, sílica de fumo).

O aditivo utilizado na mistura da calda de cimento foi um aditivo do Tipo II, a sílica de fumo. A sílica de fumo (SF) ou microssílica é uma pozolana obtida através da captação em filtros, antes da saída para a atmosfera, dos gases de escape resultantes da preparação de metal silício ou de ligas de silício [34]. A utilização deste aditivo permite aumentar a impermeabilidade, resistência à compressão e durabilidade e diminuir a exsudação e a segregação de um determinado compósito cimentício. Isto acontece pelo facto da SF ter uma granulometria, geralmente, inferior à do cimento, proporcionando o efeito de filer (refinando a rede porosa), diminuindo a porosidade quando adicionada em percentagens adequadas [34]. Contudo, em estudos anteriores, foi efectuada uma análise granulométrica ao cimento (CEM I 42,5R) e à sílica de fumo (Mapeplast SF fornecida pela Mapei), demonstrando que a granulometria do cimento é inferior à da SF utilizada nesse estudo [35]. Isto levou ao aumento da porosidade e conduziu à diminuição da resistência à compressão aos 7 e 28 dias de cura. Apesar disso, aos 365 dias de cura, a calda com 2% de SF apresentou um pequeno aumento de resistência face à calda sem SF [35].

A utilização da SF na mistura de compósitos, embora faça aumentar a dosagem de água para manter a trabalhabilidade constante, usando plastificantes ou superplastificantes, a quantidade de água de amassadura é pouco alterada [34].

Adjuvante: Superplastificante

Os adjuvantes são caracterizados como materiais que se adicionam aos compósitos, em pequenas proporções (inferiores a 5% da massa de cimento), durante o processo de amassadura, com a finalidade de alterar certas propriedades, quer no estado fresco, endurecido ou ainda na transição de um para o outro. Permitem também modificar as propriedades dos materiais, por exemplo, através do aumento da resistência, redução da permeabilidade, manutenção da consistência e redução da razão a/l. Os retentores de água (plastificantes e superplastificantes), os hidrófugos, os aceleradores e retardadores de presa são alguns dos adjuvantes mais utilizados na construção [2].

Na produção da calda de cimento deste trabalho foi utilizado como adjuvante o Superplastificante Sika Viscocrete 3005 (SP). O SP é um composto à base de uma solução aquosa de policarboxilatos modificados. A sua adição permite uma elevada redução de água (de 20 a 30%) de amassadura ou um aumento da trabalhabilidade [2].

Ana Brás [35], realizou estudos reológicos com o objectivo de aperfeiçoar, contemplando as características de fluidez desejáveis, a dosagem de SP na mistura da calda. Foram realizadas campanhas experimentais com caldas com concentrações de 0,2%, 0,4%, 0,5% e 0,7% de SP (em função da massa de cimento). Nestas campanhas, a calda era avaliada pelo tempo de escoamento no funil de Marsh. Os estudos revelaram uma acentuada diminuição da viscosidade entre as dosagens de 0,2% a 0,5% e uma viscosidade semelhante entre concentrações de 0,5% e 0,7% [35]. Noutra campanha experimental [34], foram realizados ensaios de compressão das matrizes cimentícias, para curas de 7 e 28 dias, com as várias percentagens de SP, concluindo-se que as matrizes com 0,5% de SP apresentam maior resistência. Com base nestes estudos, foi considerada uma dosagem de 0,5% de Superplastificante na mistura para a realização da calda de cimento deste trabalho [2].

Ensaio de Flexão e Compressão

Para cada tipo de reforço, durante a produção da calda de cimento, foram executados 6 provetes. De modo a conhecer as características da calda de cimento à data dos ensaios dos modelos contra efeitos explosivos, foram, no dia seguinte, realizados ensaios de flexão e de compressão a cada provete. Os 18 provetes ensaiados, cada um com a dimensão 160x40x40 mm, estão enunciados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6- Provetes ensaiados

Reforço	Provetes (nº)	Cura (dias)
A	6	213
B	6	207
C	6	166

Os ensaios de flexão e compressão dos provetes foram realizados no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa e seguiram os procedimentos presentes na NP EN 196-1. Os ensaios à flexão foram realizados na máquina universal de tracção Zwick com 50 KN de capacidade de carga. Neste ensaio foram impostos no meio vão do provete deslocamentos com uma velocidade de 1 mm/min. Para os ensaios à compressão foi utilizada a prensa Form+Test/Seidner modelo 300D (actualizado pela walter+bai) com capacidade até 300 KN ou imposição de deslocamentos até 50 mm. Neste ensaio foram impostos deslocamentos com uma velocidade de 2mm/min. Na Figura 3.7 podemos observar do lado esquerdo o ensaio à flexão e do lado direito o ensaio à compressão.



Figura 3.7- Ensaio de flexão e compressão dos provetes

No ensaio de flexão o comportamento do material foi linear até à rotura, tendo este um carácter frágil. A tensão de rotura à flexão foi calculada para o local mais traccionado na zona de maior momento, a meio vão do provete, e é dada pela seguinte equação:

$$f_{ct,fl} = \frac{3}{2} \frac{N l}{bh^2} \quad (3.4)$$

Onde:

- $f_{ct,fl}$ - valor experimental da resistência à tracção por flexão do betão
- N- força perpendicular à superfície do provete;
- l- comprimento do vão correspondente (100mm);
- b- base do provete (40mm);
- h- altura do provete (40mm).

No ensaio à compressão, a tensão de rotura foi calculada pela seguinte equação:

$$f_c = \frac{N}{A}$$

Onde:

- f_c – valor experimental da resistência do betão à compressão do betão
- N- força perpendicular à superfície do provete;
- A- Área de aplicação da força (40x40 mm).

Os resultados dos ensaios à flexão e à compressão dos provetes de calda de cimento são apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7- Resultados dos ensaios à flexão e compressão da calda de cimento

Reforço	Provete	N [N]	$f_{ct,fl}$ [MPa]	$f_{ctm,fl}$ [MPa]	N [KN]	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]
A	1	1 703,50	3,99	4,86	117	73,13	79,06
	2	2 053,84	4,81		143	89,38	
	3	1 926,31	4,51		121	75,63	
	4	2 738,72	6,42		107	66,88	
	5	1 851,69	4,34		139	86,88	
	6	2 172,45	5,09		132	82,50	
B	1	3 802,62	8,91	5,82	132	82,50	78,75
	2	2 135,75	5,01		118	73,75	
	3	2 214,85	5,19		136	85,00	
	4	1 984,87	4,65		108	67,50	
	5	2 806,01	6,58		161	100,63	
	6	1 966,57	4,61		101	63,13	
C	1	3 235,58	7,58	6,00	143	89,38	81,88
	2	2 301,00	5,39		136	85,00	
	3	3 655,30	8,57		101	63,13	
	4	3 064,14	7,18		134	83,75	
	5	1 215,24	2,85		146	91,25	
	6	1 889,44	4,43		126	78,75	

Os resultados dos ensaios à compressão e à flexão demonstram que, apesar de apresentar um comportamento pouco dúctil, a calda de cimento tem elevada resistência à compressão, com uma resistência média de cerca de 80 MPa, e à flexão, com uma resistência média de cerca de 5,6 MPa.

3.2.2 Malha distendida galvanizada

No primeiro reforço adoptado no âmbito deste trabalho foi usado a calda de cimento já descrita e uma malha de aço distendida galvanizada. O produto metal distendido é uma variante de grelha inteiriça, sem soldaduras, geralmente com malhas romboidais, fabricadas através do corte e estiramento simultâneos de rolos ou chapas de aço, alumínio, latão, inox ou outros. As malhas losangulares são as mais comuns no mercado. Têm aplicações tão diversas como filtragem, passadiços ou vedações. Este tipo de malha varia entre os 2x1 mm e 200x75 mm de abertura [36]. Neste trabalho foi utilizada a malha com a referência L115 T3040 fornecida pela empresa SJMETAL DISTENDIDO, Lda. Esta malha foi galvanizada para protecção contra a corrosão. Através da referência e observando a Figura 3.8 é possível interpretar as características da malha.

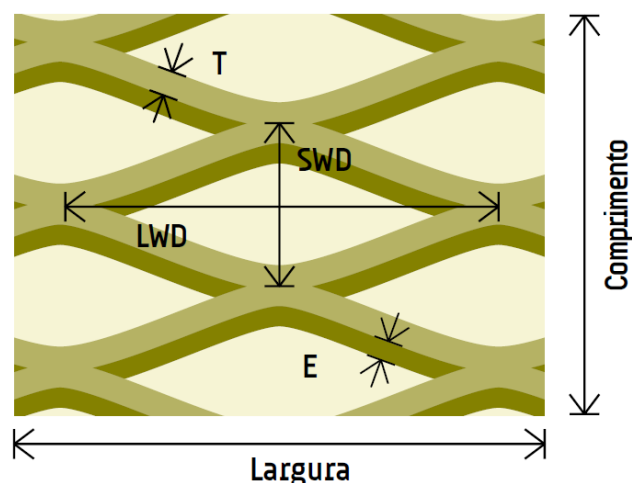


Figura 3.8- Interpretação da malha [36]

O L apresentado no início da referência indica que a malha é uma malha losangular. O valor 115 representa o maior comprimento (LWD) em mm de cada losango. O T3040 indica que a largura das barras é $T = 3\text{mm}$ e que a sua espessura $E = 4\text{mm}$. Este tipo de malha, normalmente fornecida em rolos com 1 metro de largura e 10,5 metros de comprimento, tem as características apresentadas na Tabela 3.8.

Tabela 3.8- Características da malha distendida

Referência	Malha (LWD x SWD) [mm]	T x E [mm]	Peso [Kg/m ²]
L115 T3040	115 x 40	3 x 4	4,4

3.2.3 Fibras de Aço

As fibras de aço contínuas são utilizadas em 2 dos 3 tipos de reforços estudados no âmbito deste trabalho. Em estudos preliminares, com o objectivo de determinar qual o volume máximo de fibras que a CRFU suportaria, foi avaliada a penetrabilidade da calda de cimento, a presença de vazios e as propriedades mecânicas de provetes com volumes de fibras de 1% a 5%, infiltradas por caldas de cimento com relações de água/cimento de 0,28 e 0,4 e 3% de superplastificante [1]. Para uma relação a/c de 0,4, verificou-se a segregação da matriz cimentícia em provetes com 4% de volume de fibras. Observou-se que, para caldas de cimento com relações a/c de 0,28, não é possível infiltrar volumes acima de 3%. Isto significa que o volume máximo de fibras a utilizar, para o material de reforço em causa, é de 3%. Neste trabalho, as grandes áreas a reforçar e a dificuldade de confinar o volume das fibras dentro dos 20 mm de espessura do reforço não permitiram que o volume de fibras fosse superior a 1%. Adoptou-se assim, para este trabalho, um reforço com 1 % de fibras numa direcção e outro com 0,5% de fibras em direcções ortogonais.

De modo a obter o máximo de informação e compreender o melhor possível as características do comportamento da CRFU, num estudo preliminar, com a intenção de caracterizar o CRFU com diferentes percentagens de fibras, foram determinadas as dimensões das fibras [2]. Recorrendo a um paquímetro, com precisão de centésima de milímetro, foi medida a secção transversal de 100 fibras retiradas aleatoriamente de uma amostra. Os resultados da análise percentual dos diâmetros equivalentes de fibras estão representados na Figura 3.9.

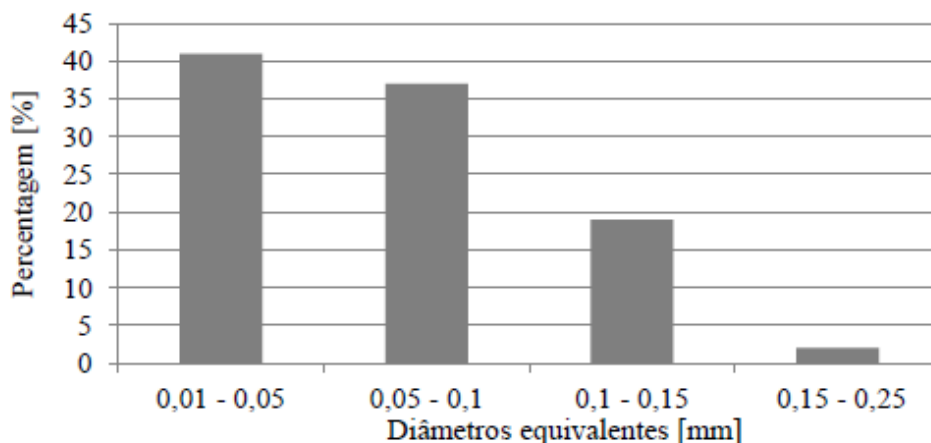


Figura 3.9- Análise percentual dos diâmetros equivalentes de fibras [2]

Verificou-se que 78% da amostra apresenta um diâmetro equivalente inferior a 0,1 mm e que o diâmetro médio equivalente dos 100 valores adquiridos nesse estudo é de 0.07mm.

No mesmo estudo foram produzidos 6 provetes tubulares de secção circular de CRFU com 1% de Fibras, com o intuito de determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade aos 28 dias de cura. Os resultados estão representados Tabela 3.9 [2].

Tabela 3.9- Resultados dos ensaios de caracterização do CRFU com 1% de fibras [2]

Dimensões	% Vol. fibras	$f_{ct,esp}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)	f_{cm} (MPa)
h=300mm Øext= 150 mm Øint= 110 mm	1	9,08	21,76	63,4

Em que:

$f_{ct,esp}$ – valor esperado da resistência à tracção simples do betão

E_{cm} - valor médio do módulo de elasticidade do betão

f_{cm} - valor médio da resistência à compressão do betão

3.3 Produção e aplicação do reforço nas placas de betão

Como já foi referido anteriormente no âmbito deste trabalho, três das quatro placas de betão armado foram reforçadas em toda a sua superfície com 20 mm de calda de cimento armado, com o intuito de testar as suas resistências contra os efeitos de cargas provenientes de uma explosão.

O procedimento utilizado para reforçar as placas de betão contemplou os seguintes passos:

- 1- Cofragem
- 2- Colocação das armaduras
- 3- Adição da calda de cimento

3.3.1 Cofragem

De modo a facilitar a aplicação do reforço nas placas de betão armado já decapadas, esta foi feita com as placas de betão na horizontal. Estas placas foram niveladas com o auxílio de uma régua de nível com 2 m, para garantir a mesma espessura de reforço em toda a superfície aquando da aplicação da calda de cimento. De seguida, foi colocada uma cofragem de ripas de madeira nos quatro lados da placa com 20 mm de altura. As ripas foram pregadas entre si e à placa através de parafusos e buchas. Foi utilizado silicone nas juntas entre o betão e a madeira de modo a impedir a perda da calda de cimento. Nos 2 dias que antecederam a aplicação do reforço, as placas foram regadas para evitar que o betão absorvesse a água da calda durante a sua aplicação. Isto levaria a uma retracção rápida da calda de cimento diminuindo a sua resistência mecânica e causando fendilhação. Na Figura 3.10 podemos observar do lado esquerdo a aplicação do silicone e do lado direito a rega de uma laje com a cofragem já montada, na véspera da aplicação do reforço.



Figura 3.10- Preparação das placas de betão

3.3.2 Colocação das armaduras

Com as placas já decapadas e com cofragem montada, antes da aplicação da calda de cimento, foi colocada a armadura correspondente a cada tipo de reforço.

Reforço A:

No reforço A foi usada uma armadura de malha de aço distendida galvanizada. Visto que esta malha foi fornecida num rolo com 1 metro de largura e 6 metros de comprimento, não era possível colocar a malha em toda a superfície da laje sem haver descontinuidades. A solução para tentar minimizar este facto foi cortar 3 rectângulos na malha, 1 com 1x2,55m e 2 com 0,5x2,55m, e colocar a malha com 1m de largura no centro da laje. Desta maneira, no local onde a laje vai sofrer maiores esforços não existe descontinuidades. Na Figura 3.11, do lado esquerdo pode-se observar as 3 faixas de malha distendida sobre a superfície da laje com cofragem e pronta para receber a calda de cimento e do lado direito a linha de descontinuidade da malha.



Figura 3.11- Colocação da Malha distendida

Reforço B:

A armadura utilizada no reforço B foi 1% de fibras de aço contínuas numa direcção. A direcção escolhida foi a de maior vão, com 2,6 metros de comprimento. Para facilitar a aplicação deste reforço foi criada uma “manta de fibras” (Figura 3.12) composta pelas fibras contínuas agarradas a uma malha quadrada de PVC com uma malha quadrada de 20mm. De modo a garantir uma distribuição homogénea de fibras ao longo da superfície da laje, as fibras foram pesadas e divididas em 20 faixas. Cada faixa, com 100mm de largura e 2,5 metros de comprimento, foi agarrada à rede através de braçadeiras de plástico. Visto que as fibras das diferentes faixas, devido à sua natureza ondulada, se misturaram entre si ao longo do seu comprimento, não existiu descontinuidade entre faixas. Depois de montada, a manta de fibras foi colocada em cima da superfície a ser reforçada com a malha de PVC virada para cima. Isto permitiu criar algum recobrimento para as fibras.



Figura 3.12- Manta de fibras com 1%

Reforço C:

Para o reforço C, com 0,5% de fibras em direcções ortogonais, foi criada uma manta de fibras idêntica à do reforço B mas com 0,5% de fibras em cada uma das direcções ortogonais. Devido à dificuldade de prender as fibras em direcções opostas à malha de PVC, as fibras na direcção do menor vão foram colocadas directamente sobre a superfície a reforçar. Por cima destas foi colocado a manta de fibras (Figura 3.13).



Figura 3.13- Colocação das fibras no reforço C

3.3.3 Adição da calda de cimento

O procedimento de produção da calda de cimento contemplou os seguintes passos [2]:

- a. Mistura a seco de todo o cimento com sílica de fumo (CEM I 42,5R + 2% de sílica de fumo);
- b. Introdução de 90% da água de amassadura;
- c. Mistura durante 3 minutos com auxílio de uma misturadora de eixo vertical, mantendo uma velocidade angular constante de aproximadamente 2100 rpm;
- d. Adição do superplastificante e dos restantes 10% de água;
- e. Mistura durante mais 3 minutos mantendo a velocidade angular de 2100 rpm.

Para cada reforço, foi necessário produzir cerca de 112,5 dm³ de calda de cimento. De modo a acelerar o processo e evitar a cura da calda enquanto esta ainda estava a ser aplicada, foram produzidos 12,5 dm³ de calda de cada vez. Todo o procedimento já descrito para a produção da calda foi então repetido 10 vezes para cada tipo de reforço. A calda foi aplicada directamente do

balde, onde foi produzida, sobre a superfície com as armaduras (Figura 3.14). Para evitar vazios e facilitar a penetração da calda entre as fibras de aço, durante a sua aplicação, a calda foi vibrada.



Figura 3.14- Preparação e aplicação da calda de cimento

No reforço B e reforço C, que utilizaram como armadura as fibras de aço, apesar da pequena percentagem de fibras no volume de reforço, apenas 1%, previa-se grandes dificuldades em conter a manta de fibras dentro dos 20mm de espessura do reforço. Para resolver este problema foram pregadas ripas de madeira à cofragem existente ao longo do vão. Estas ripas comprimiram as fibras para baixo impedindo-as de se elevarem acima dos 20mm. Deste modo a espessura da manta de fibras ficou confinada a 20mm em toda a superfície (Figura 3.15).



Figura 3.15- Estrutura para conter a espessura da manta de fibras

3.3.4 Pormenorizações das placas reforçadas

Na Tabela 3.10 apresenta-se um resumo das diferentes armaduras utilizadas no reforço.

Tabela 3.10- Resumo dos reforços utilizados

Reforço	Tipo	Volume do reforço [dm ³]	Peso armadura [kg]	% de armadura
A	malha distendida	112,71	22,88	2,58%
B	1% fibras unidireccionais		8,86	1%
C	0,5% fibras nas duas direcções		8,86	1%

O painel A foi reforçado com uma malha de aço distendida L115 T3040 com 4,4 kg/m² em calda cimentícia com 20mm de espessura. (Figura 3.16)

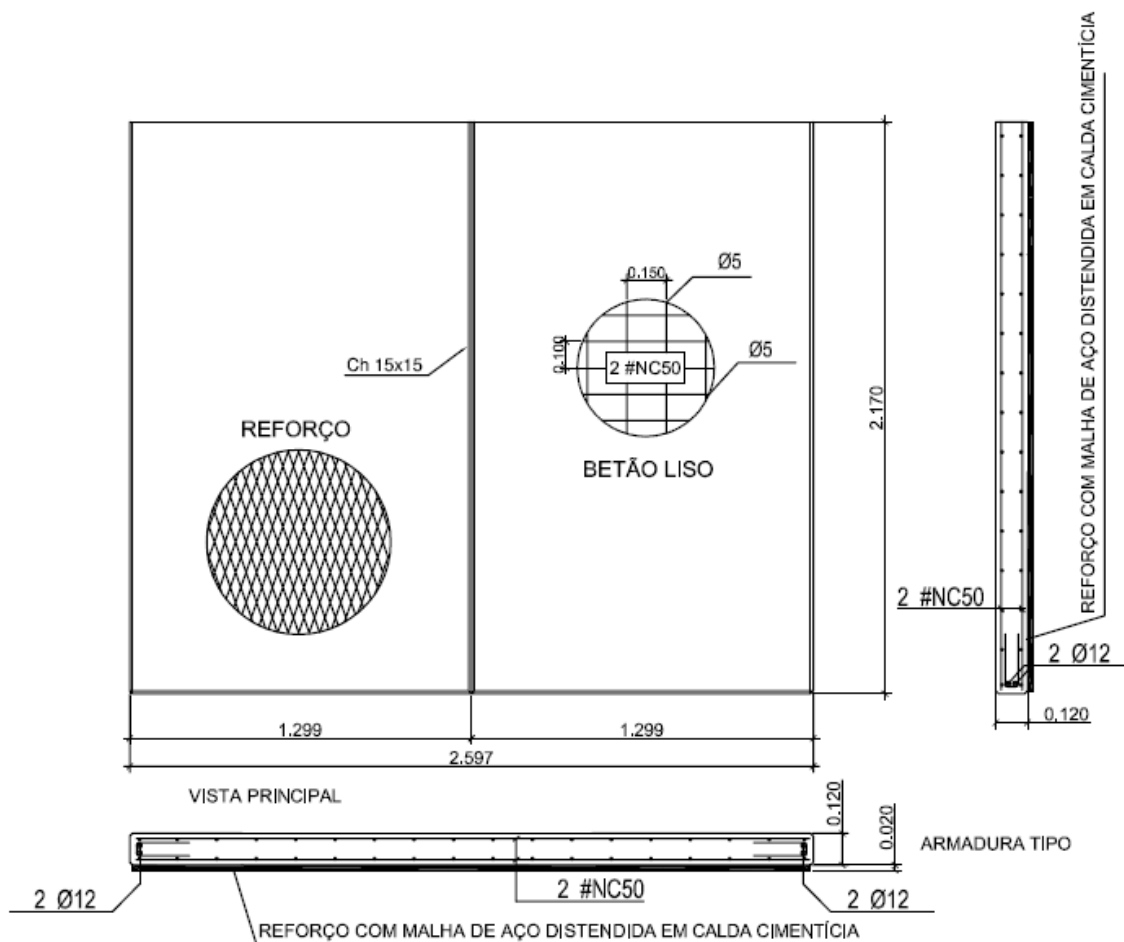


Figura 3.16- Pormenorização Placa A

O Painel B é reforçado com CRFC (calda reforçada com fibras contínuas de aço) na direcção de maior vão. O reforço tem 20 mm de espessura e 1% de fibras contínuas de aço (Figura 3.17).

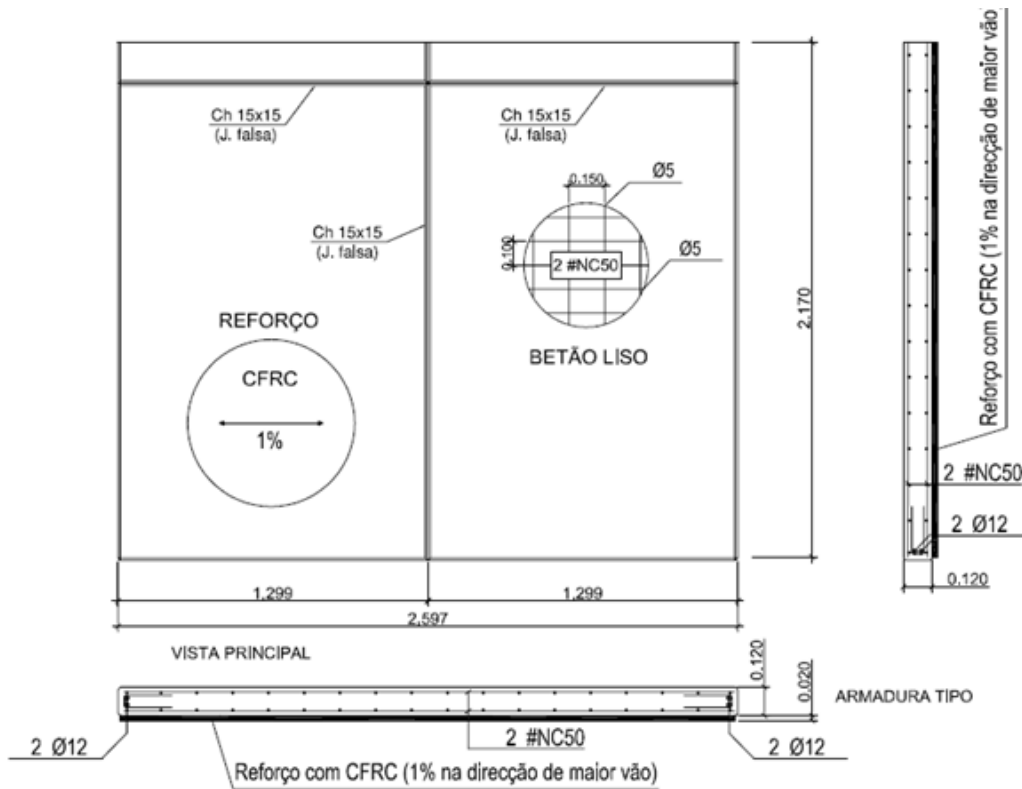


Figura 3.17- Pormenorização Placa B

O Painel C é reforçado com CRFC (calda reforçada com fibras contínuas de aço) nas duas direcções ortogonais. O reforço tem 20 mm de espessura e 0,5% de fibras contínuas de aço em cada direcção (Figura 3.18).

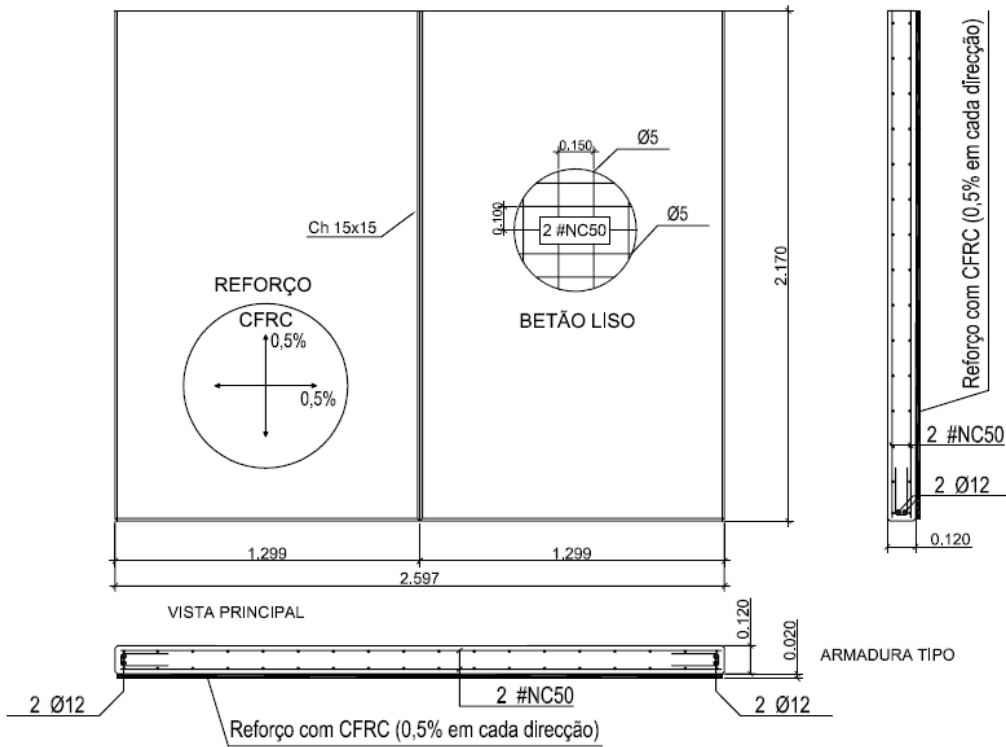


Figura 3.18- Pormenorização Placa C

4. ENSAIO DOS MODELOS

Os ensaios das quatro placas de betão armado sob os efeitos de explosão, foram realizados no Campo Militar de Santa Margarida. Estes ensaios foram realizados por militares com experiência em explosivos. O transporte, armazenamento e manuseamento de todos os materiais explosivos e acessórios de lançamento de fogo foram realizados de acordo com as normas e procedimentos de segurança aprovados para o Exército Português.

4.1 Descrição do sistema de ensaio

As placas de betão armado foram ensaiadas na horizontal, simplesmente apoiadas em dois bordos paralelos, com um vão livre de 2,3m. Como apoio foram utilizadas quatro vigas de betão armado em T com 0,3m de altura e 1,65m de comprimento, ficando 2 destas vigas a apoiar cada bordo. Foi utilizada uma régua de nível para nivelar as vigas de apoio. Quando apoiadas, o reforço das lajes ficou posicionado na face inferior, e a face lisa, com o entalhe, ficou na face superior. O reforço foi colocado na face inferior da laje de modo a aumentar a resistência ao momento positivo a meio vão.

As cargas explosivas foram suspensas acima da placa alinhadas com o centro do plano da placa. A suspensão da carga foi feita através de um aparelho de manobra de força suportado por uma prumada e três pernas. Por cima das pernas deste aparelho foram colocados sacos de terra como contrapesos. A distância R , distância entre o explosivo e o centro da placa, foi medida através da graduação da prumada do aparelho de manobra de força. Depois de suspensas, de modo a garantir que oscilações provocadas pela acção do vento não alterassem a posição da carga, ficando esta sempre alinhada verticalmente com o centro da laje, as cargas foram amarradas através de 3 tirantes de fio de sisal fixos em 3 pontos do solo. Na Figura 4.1 está representado em alçado e planta o esquema utilizado para ensaiar os modelos.

Neste sistema o explosivo é detonado no ar e não existe qualquer obstáculo entre a carga explosiva e a laje. A laje é então sujeita a uma explosão em espaço aberto. Como já foi descrito na secção 2.4, numa explosão em espaço aberto, a onda de choque gerada pela explosão embate na laje sem sofrer qualquer ampliação devido a reflexões. Para estes casos, o gráfico que representa a pressão provocada pela explosão na laje em função do tempo tem as mesmas características que o gráfico representado na Figura 2.8.

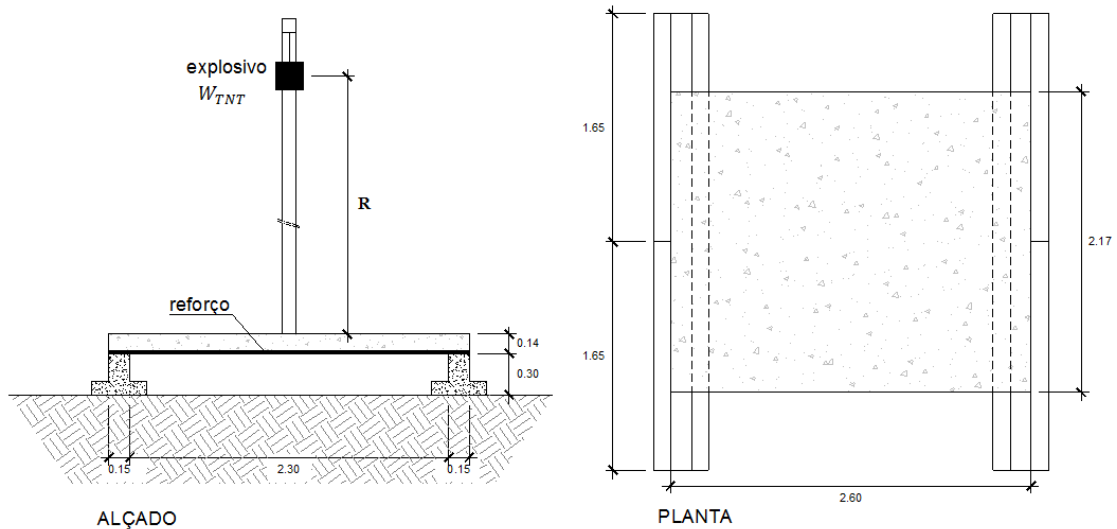


Figura 4.1- Esquema de ensaio dos modelos

O explosivo utilizado nos ensaios foi o TNT, sob a forma de cargas para utilização militar. Estas cargas são constituídas por petardos de secção rectangular de 1.0 Kg de TNT. A massa de TNT (W_{TNT}) da carga depende do número de petardos utilizados. A justaposição destes petardos lado a lado é feita através de fita de sapador. O resultado é sempre uma carga com a geometria de paralelepípedo. O sistema de lançamento de fogo foi eléctrico e a iniciação foi obtida através de um detonador eléctrico N°8, introduzido verticalmente de cima para baixo nos orifícios de escorvamento existentes nos petardos de 1.0 kg de TNT. A Figura 4.2 mostra uma carga de explosivos com 8 petardos de TNT e a elevação dessa carga de explosivos de modo a ficar suspenso por cima do centro de uma das placas.



Figura 4.2- Colocação do explosivo suspenso

Os factores que condicionam os parâmetros da onda de choque, gerada na detonação de uma carga explosiva, quando choca com a placa são:

- Massa equivalente de TNT da carga explosiva (W_{TNT});
- Distância entre o centro de detonação e a laje.

Como neste ensaio foi utilizado o TNT como explosivo, não é necessário calcular a massa equivalente em TNT do explosivo.

4.1.1 Sistema de Monitorização

O sistema de monitorização utilizado nestes ensaios teve como objectivo medir as deformações máximas instantâneas e as residuais. Para as deformações residuais foi utilizada uma régua de aço com 2 metros e uma fita métrica. Com o centro da régua de aço no meio vão da placa, para calcular a deformação residual imposta pela explosão, foi medida a deformação da laje a meio vão antes e depois da explosão (Figura 4.3).



Figura 4.3- Medição da deformação residual da placa

Para a medição das deformações instantâneas foram utilizadas placas de poliestireno expandido e hastes de arame. Vinte e quatro hastes com 200 mm foram espetadas em três placas de poliestireno colocadas lado a lado com 1 x 0,5 x 0,15 metros cada. As hastes foram colocadas com 250 mm de espaçamento, criando uma malha quadrada, e com uma profundidade de 50 mm. Deste modo, o ensaio permite tirar medições até 150 mm (Figura 4.4).

Não estando o terreno perfeitamente nivelado, de modo a garantir precisão nas medições, a montagem do sistema de monitorização foi feita da seguinte forma: inicialmente as hastes foram espetadas nas placas de poliestireno com uma profundidade não superior a 30 mm. De seguida, com as hastes viradas para cima, a placa de betão armado foi colocada por cima das placas de poliestireno expandido até parar nas vigas de apoio. Isto obrigou as hastes a descer e permitiu conhecer a distância certa entre as placas de poliestireno expandido e a placa de betão armado apoiada nas vigas (Figura 4.5). Em seguida a placa foi retirada para que a profundidade das hastes fosse marcada. Por fim voltou-se a colocar a placa. As deformações instantâneas foram medidas depois da explosão, através da medição da distância entre a profundidade já marcada das hastes e as suas novas profundidades depois da explosão.

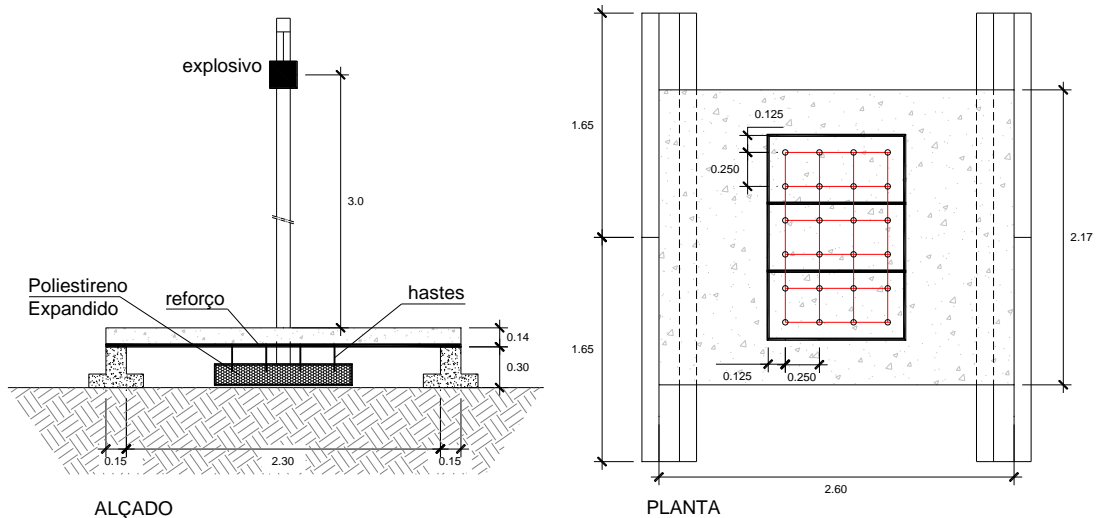


Figura 4.4- Sistema de monitorização para medir deformações instantâneas



Figura 4.5- Preparação do sistema de monitorização

4.2 Definição da campanha de ensaios

A campanha experimental deste trabalho foi definida com o objectivo de testar a resistência de três tipos diferentes de reforço em placas sob o efeito de cargas provenientes de uma explosão. Como já foi referido anteriormente, uma das placas testadas não foi reforçada. É através da observação e análise das diferenças entre os resultados dos ensaios da placa de referência e das placas reforçadas, que vai ser possível comparar a resistência de cada tipo de reforço. Para isso, é necessário que as diferentes placas sejam sujeitas às mesmas cargas. Isto significa que os factores que definem a explosão, a quantidade de TNT e distância entre o explosivo e a laje sejam as mesmas. Estes factores têm que ser dimensionados de modo a que as cargas geradas pela explosão sejam suficientes para criar danos visíveis mas, ao mesmo tempo, não criem danos excessivos na laje. Um colapso total em todos os modelos não permitiria qualificar os diferentes tipos de reforço. A utilização da TM 5-1300 (UFC 3-340-02) [20], descrita na secção 2.4.8, permite calcular as cargas provocadas por um determinado explosivo a uma determinada distância. Apesar deste método de cálculo ser considerado fiável para a determinação dos

parâmetros teóricos da onda de choque, as dúvidas em relação à resistência das placas a cargas dinâmicas cria incertezas quanto à configuração das cargas. De modo a ajustar os factores que condicionam a explosão, a quantidade de TNT e a distância entre a laje e a carga, para que esta gerasse cargas que fossem suficientes para criar danos visíveis mas não destrutivos na laje, foram realizados testes preliminares para testar e configurar o sistema de ensaio.

No total, foram realizados quatro ensaios experimentais. Os dois primeiros serviram para testar e configurar o sistema de ensaio e os outros tiveram como objectivo testar a resistência do reforço utilizado. A campanha de ensaios experimentais está apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1- Campanha de ensaios experimentais

Ensaio	Placa ensaiada	Massa de TNT (W_{TNT}) [kg]	Distância (R) [m]	Objectivo
1	C	2	3	Configurar Sistema de Ensaio
2	C	8	2	Configurar Sistema de Ensaio
3	B	8	3	Testar Resistência do Reforço da laje B
4	Ref	8	3	Testar Resistência da Laje de Referência

Um acidente durante a montagem do sistema de ensaio fez com que a placa com o reforço A não pudesse ser ensaiada. Durante o processo usado para rodar as lajes de modo a ter o reforço na face inferior, a placa A caiu e embateu no solo ficando bastante danificada e deixando assim de ser possível ensaiá-la (Figura 4.6).



Figura 4.6- Danos na placa A provocados por acidente

4.3 Resultados dos ensaios experimentais

Como referido, dos quatro ensaios realizados, dois tiveram como objectivo configurar o sistema de ensaio e os outros dois caracterizar o reforço utilizado através do estudo das diferenças entre as resistências da laje de referência e da laje reforçada com fibras contínuas. O sistema de monitorização foi assim apenas utilizado nos ensaios nº 3 e 4.

Ensaio nº 1:

No ensaio nº1 foi utilizada uma carga explosiva com 2 kg a uma distância de 3 metros da laje C. Neste ensaio não se registou qualquer resultado visto que a explosão não provocou danos no modelo.

Ensaio nº 2:

No ensaio nº 2 a carga explosiva foi aumentada para 8 kg e a distância foi reduzida para 2 metros da placa C. O resultado foi o colapso do modelo. A rotura por flexão ocorreu a meio vão, na zona do entalhe. A face superior da placa apresentou fendilhação em forma de círculos à volta do centro da laje e fendas paralelas aos apoios (Figura 4.7). Na zona junto ao centro da laje verificou-se a penetração de fragmentos e o escurecimento da face do betão. Na face inferior a explosão provocou a projecção de betão no centro da laje e a fendilhação apresentou fendas radiais invertidas (Figura 4.7). A dimensão de aberturas de fendas na face inferior rondava os 1,6 mm (Figura 4.8).



Figura 4.7- Fendilhação na placa C depois do ensaio nº2

Neste ensaio o betão, as armaduras da malha electro soldada e as fibras de aço utilizadas como reforço, entraram em rotura por flexão a meio vão. As únicas armaduras que não entraram em rotura a meio vão foram os 2 Ø12 junto a um dos bordos não apoiado. Na zona destes varões verificou-se o esmagamento do betão devido a esforços de compressão na face superior (Figura 4.8).



Figura 4.8- Medição de abertura de fendas e esmagamento do betão na laje C

Ensaio nº 3:

O ensaio nº 3 já utiliza o sistema de ensaio considerado ideal, com uma carga com 8kg de TNT detonada a 3 metros de distância da placa. Neste ensaio foi ensaiada a placa B reforçada com 20 mm de calda de cimento e 1% de fibras contínuas unidireccionais na direcção do vão. O ensaio provocou fendilhação e deformação da laje por flexão a meio vão. Na face superior verificou-se pouca fendilhação, mas na zona junto ao centro verificou-se a penetração de fragmentos e o escurecimento da face do betão. Na face inferior a explosão provocou fendilhação por flexão. Ocorreu a abertura de uma fenda ao longo de todo o comprimento da laje na zona de meio vão (Figura 4.9).



Figura 4.9- Fendilhação na laje B

As medições tiradas mostraram que a abertura da fenda varia ao longo do seu comprimento entre os 1,3 mm e os 2,5mm. Observando um dos bordos livres, verificou-se que esta fenda ficou praticamente restringida à zona reforçada com a calda de cimento e fibras de aço com uma abertura de 0,95mm.



Figura 4.10- Fendilhação por flexão a meio vão na placa B

Durante a explosão, a onda de choque danificou as placas de poliestireno com as hastes de arames utilizadas no sistema de monitorização. Apenas a zona central do sistema forneceu 4 valores de deformações instantâneas da laje considerados fidedignos. Os resultados da deformação instantânea e residual obtidos através do sistema de monitorização são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2- Deformação Instantânea e Residual da placa B

Ensaio	Deformação instantânea [mm]	Deformação instantânea máxima [mm]	Deformação residual [mm]
nº3 placa B	37	37	10
	32,5		
	32,5		
	32		

Ensaio nº 4:

No ensaio nº 4, a placa de referência foi sujeita às cargas dinâmicas provenientes da detonação de 8 kg de TNT a 3 metros de distância. Tal como ocorreu na laje B durante o ensaio nº 3, a placa de referência apresentou fendilhação e deformação por flexão a meio vão. Na face superior verificou-se pouca fendilhação. Na zona junto ao centro verificou-se a penetração de fragmentos e o escurecimento da face do betão. Na face inferior a explosão provocou fendilhação por flexão. Ocorreu a abertura de uma fenda ao longo de todo o comprimento da laje na zona de meio vão. A abertura desta fenda varia ao longo do seu comprimento entre os 2 mm e os 3 mm. No bordo livre a fenda aproxima-se da zona do entalhe com uma abertura de 0,8mm (Figura 4.11).



Figura 4.11- Fendilhação por flexão a meio vão na placa de referência

Durante este ensaio, devido aos acontecimentos ocorridos durante o ensaio nº 3, o sistema de monitorização utilizou apenas 1 placa de poliestireno com 4 hastes. Os resultados da deformação instantânea e residual obtidos através do sistema de monitorização são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3- Deformação Instantânea e residual da Laje de Referência

Ensaio	Deformação instantânea [mm]	Deformação instantânea máxima [mm]	Deformação residual [mm]
nº4	65		
Laje Ref	70	70	20
	60		
	65		

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Características mecânicas da placa de referência

No sistema de ensaio utilizado neste trabalho a placa de betão armado está simplesmente apoiada em dois bordos paralelos e com um vão teórico $l=2,45$ m. Os momentos resistentes correspondentes à cedência das armaduras e os momentos de fendilhação, para as cargas estáticas e cargas dinâmicas, considerando os valores médios das propriedades dos materiais, são calculados de seguida.

5.1.1 Cálculo dos momentos de cedência

A armadura da laje tem $A_s = 1,96 \text{ cm}^2/\text{m}$

Da Tabela 3.1 $f_{cm,cube} = 46,0 \text{ MPa}$, considerando o Eurocódigo 2 [37], $f_{cm} = 0,80 f_{cm,cube}$; $f_{cm} = 36,8 \text{ MPa}$. Relativamente ao aço, considerando-se que o valor médio da tensão de cedência é igual ao valor característico: $f_{ym} = 500 \text{ MPa}$.

Considerando as seguintes expressões simplificadas, os valores do momento de cedência para a secção corrente e para a secção do entalhe, são apresentados na Tabela 5.1.

$$w = \frac{Asf_{ym}}{f_{ck}bd} \quad (5.1)$$

$$\mu = \omega(1 - 0,5\omega) \quad (5.2)$$

$$m_y = \mu f_{cm}bd^2 \quad (5.3)$$

Tabela 5.1- Momentos de cedência para as acções estáticas

Secção	d [m]	ω	μ	m_y [kNm/m]
corrente	0,0875	0,030	0,030	8,45
com entalhe	0,0725	0,037	0,036	6,96

Como já foi referido na secção 2.5.2, a resistência do betão aumenta com o aumento da velocidade de deformação. Para uma velocidade de deformação de cerca de 1 s^{-1} é de se esperar um factor de incremento dinâmico (DIF) de 1.2 para a tensão de cedência do aço (Figura 2.16) e de 1.35 para a resistência de compressão do betão (Figura 2.17).

Na Tabela 5.2 apresentam-se os momentos de cedência para acções dinâmicas, usando as expressões 5.1 a 5.3 e os seguintes valores médios das propriedades dos materiais: $f_{ym,d} = 500 \times 1,2 = 600 \text{ MPa}$; $f_{cm,d} = 36,8 \times 1,35 = 49,7 \text{ MPa}$.

Tabela 5.2- Momentos de cedência para as acções dinâmicas

Secção	d [m]	ω	μ	$m_{y,d}$ [kNm/m]
corrente	0,0875	0,027	0,027	10,15
com entalhe	0.0725	0,033	0,032	8,37

5.1.2 Cálculo dos momentos de fendilhação

De uma forma simplificada, desprezando a contribuição das armaduras, o momento de fendilhação (m_{cr}) de uma secção de betão armado pode ser determinada por:

$$m_{cr} = f_{ctm} W_c \quad (5.4)$$

Onde f_{ctm} é o valor médio da resistência à tracção do betão e W_c o módulo de flexão da fibra mais traccionada da secção.

Para secções rectangulares $W_c = bh^2/6$, onde b e h são, respectivamente, a largura e a altura da secção.

De acordo com o Eurocódigo 2 [37]:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (5.5)$$

Onde f_{ck} é o valor característico da resistência à compressão do betão que pode ser estimado considerando o valor de f_{cm} da secção 5.1.1 e a expressão (5.6):

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa} = 36,8 - 8 = 28,8 \text{ MPa} \quad (5.6)$$

Na Tabela 5.3 apresentam-se os valores do momento de fendilhação tendo em conta um factor de incremento dinâmico (DIF) para a resistência à tracção do betão de 1,5 (Figura 2.17).

Tabela 5.3- Momentos de fendilhação

Secção	h [m]	W_c [m ³]	f_{ctm} [MPa]	m_{cr} [KNm/m]	$f_{ctm,d}$ [MPa]	$m_{cr,d}$ [KNm/m]
corrente	0,120	0,0024	2,82	6,77	4,23	10,15
com entalhe	0,105	0,0018	2,82	5,08	4,23	7,61

Na Tabela 5.3 $f_{ctm,d}$ e $m_{cr,d}$ são, respectivamente, os valores de resistência à tracção do betão e momento de fendilhação, para a acção dinâmica. Comparando os valores dos momentos de fendilhação com os valores dos momentos de cedência que constam nas tabelas 5.1 e 5.2, verifica-se que em geral o momento de fendilhação é menor que os momentos de cedência, garantindo que a rotura se dá com a cedência das armaduras, isto é, que a rotura é dúctil, com fase plástica, e com dissipação de energia por plastificação das armaduras.

5.2 Determinação das cargas dinâmicas

5.2.1 Determinação dos parâmetros da onda de choque

São os parâmetros da onda de choque na fase positiva que definem as características de uma explosão. Seguindo os passos descritos na secção 2.4.8 e observando a Figura 2.14, que usam como referência a TM 5-1300 (UFC 3-340-02) [20], foram calculados os parâmetros das ondas de choque, em unidades inglesas, libertadas durante os ensaios 2, 3 e 4. Estes parâmetros foram posteriormente convertidos para unidades do Sistema Internacional.

Os parâmetros obtidos para o ensaio 2, com 8kg de TNT a 2 metros de distância foram:

- Escala de distância $Z = 1,0$ [m/kg^{1/3}]
- Pressão de pico reflectida $P_r = 5,005 \times 10^3$ [kPa]
- Pressão de pico incidente $P_s = 934,834$ [kPa]
- Impulso reflectido $I_r = 1,118 \times 10^3$ [kPa-ms]
- Impulso incidente $I_s = 349,013$ [kPa-ms]
- Tempo de chegada da onda $t_a = 1,06$ [ms]
- Duração da fase positiva $t^+ = 3,6$ [ms]
- Velocidade da onda $U = 1,01$ [m/ms]
- Comprimento da onda $L_w = 0.411$ [m]

Os parâmetros obtidos para o ensaio 3 e 4, com 8kg de TNT a 3 metros de distância foram:

- Escala de distância $Z = 1,5$ [m/kg^{1/3}]
- Pressão de pico reflectida $P_r = 1,505 \times 10^3$ [kPa]
- Pressão de pico incidente $P_s = 373,078$ [kPa]
- Impulso reflectido $I_r = 668,323$ [kPa-ms]
- Impulso incidente $I_s = 240,768$ [kPa-ms]
- Tempo de chegada da onda $t_a = 2,28$ [ms]
- Duração da fase positiva $t^+ = 3,4$ [ms]
- Velocidade da onda $U = 0,692$ [m/ms]
- Comprimento da onda $L_w = 0.765$ [m]

Considerando o impulso numa banda de placa com 1.0m de largura:

$$I = I_s \times l \quad (5.7)$$

Para o ensaio 2:

$$I = 349.013 \text{ [kN/m}^2 \times 10\text{-3s]} \times l = 349.013 \times 10\text{-3 [kN/m}^2 \times \text{s]} \times 2.45\text{m} = 0.86 \text{ kNs/m} \quad (5.8)$$

Para os ensaios 3 e 4:

$$I = 240.8 \text{ [kN/m}^2 \times 10\text{-3s]} \times l = 240.8 \times 10\text{-3 [kN/m}^2 \times \text{s]} \times 2.45\text{m} = 0.59 \text{ kNs/m} \quad (5.9)$$

5.3 Deformação instantânea máxima teórica da placa de referência

Para calcular a deformação instantânea máxima teórica da placa de referência utilizou-se o princípio da conservação de energia:

$$T = \Omega \quad (5.10)$$

Em que:

- T: energia cinética
- Ω : energia potencial de deformação da placa, acumulada até ao final da explosão

A energia cinética de um sistema equivalente com um grau de liberdade é dada por:

$$T = \frac{1}{2} m_{eq} v_{eq}^2 \quad (5.11)$$

Considerando a 2ª Lei de Newton:

$$\vec{F} = m \cdot a = m \frac{\Delta \vec{v}}{\Delta t} \quad (5.12)$$

E utilizando-a no intervalo do tempo de interacção:

$$\vec{F} \cdot \Delta t = m \cdot \Delta \vec{v} \quad (5.13)$$

Sabendo que o impulso:

$$I = \vec{F} \cdot \Delta t \quad (5.14)$$

Logo:

$$I = m \cdot \Delta \vec{v} \quad (5.15)$$

A energia cinética pode então ser calculada por:

$$T = \frac{1}{2} m_{eq} (I / m_{eq})^2 = \frac{1}{2} I^2 / m_{eq} \quad (5.16)$$

Em que a massa do sistema equivalente, para uma largura unitária da placa:

$$m_{eq} = \frac{1}{2} h \times 1.0m \times l/2 \times \rho = \frac{1}{2} \times 0.12m \times 1.0m \times 2.45m \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 367.5 \text{ kg/m} \quad (5.17)$$

Logo, para os ensaios 3 e 4:

$$T = \frac{1}{2} I^2 / m_{eq} = \frac{1}{2} (0.59 \text{ kNs/m})^2 / (367.5 \text{ kg/m}) = 0.47 \text{ kNm /m} \quad (5.18)$$

Como se verificou na secção 5.1, a placa de referência tem um momento de cedência $m_{y,d} = 8.37$ kNm/m e um momento de fendilhação $m_{cr,d} = 7.61$ kNm/m na zona do entalhe.

Para o momento de cedência, a carga uniforme correspondente pode ser calculada por:

$$p_{y,d} = 8 m_{y,d} / l^2 = 11.15 \text{ kN/m}^2 \quad (5.19)$$

Para uma análise simplificada, considerou-se que a rigidez ao longo de todo o vão é igual à rigidez da zona de entalhe. Apesar da rigidez real ser maior que esta, a zona de entalhe será a zona com maiores curvaturas tornando-a na zona com maior influência para o cálculo da deformação máxima. Assim, a flecha a meio vão da placa quando se atinge a cedência das armaduras na zona do entalhe será $a_{0,d}(\sigma_s=f_{y,d}) = 5.1$ mm.

Sendo a deformação na cedência um valor pequeno quando comparado com a deformação máxima teórica, podemos considerar que a placa tem um comportamento plástico perfeito (Figura 5.1).

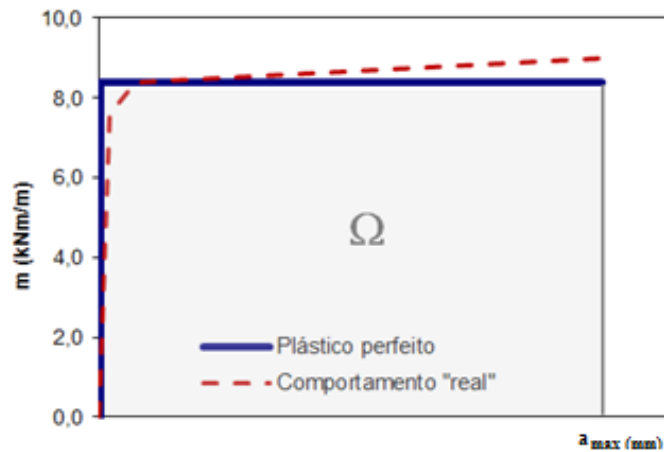


Figura 5.1- Energia potencial de deformação

Neste caso, desprezou-se a deformabilidade da placa até à cedência das armaduras no entalhe e o endurecimento do aço após a cedência. A energia de deformação será então dada por:

$$\Omega = m_{y,d} \times \theta \quad (5.16)$$

Onde θ é a rotação da rótula plástica a meio vão e, por compatibilidade, $\theta = 4 a_{\max} / l$

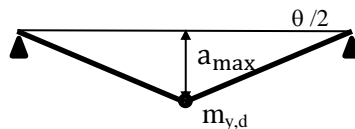


Figura 5.2- Flecha a meio vão

Considerando o princípio da conservação da energia $T = \Omega$, a deformação instantânea máxima pode então ser calculada:

$$\Omega = m_{y,d} \times \theta = m_{y,d} \times 4 a_{\max} / l \quad \text{logo} \quad a_{\max} = \Omega l / 4 m_{y,d} = 35 \text{ mm} \quad (5.19)$$

5.4 Interpretação de Resultados

A Tabela 5.4 apresenta um resumo dos resultados experimentais descritos na secção 4.3.

Tabela 5.4- Resumo dos resultados experimentais

Ensaio	1	2	3	4
Placa	C	C	B	Ref
Massa de TNT (W_{TNT}) [Kg]	2	8	8	8
Distância (R) [m]	3	2	3	3
Objectivo	Configurar Sistema de Ensaio	Configurar Sistema de Ensaio	Testar Resistência do Reforço da laje B	Testar Resistência do Reforço da laje de referência
Deformação máxima [mm]	-	-	37	70
Deformação residual [mm]	-	-	10	20
Comentários	Ensaio não provocou danos	Rotura do modelo por flexão	Deformação do modelo a meio vão devido a flexão	Deformação do modelo a meio vão devido a flexão

De modo a garantir que as cargas dinâmicas geradas pela detonação de um explosivo, com uma determinada massa de TNT a uma determinada distância, estejam dentro de um intervalo que gere danos visíveis na laje sem que esta entre em colapso total, foram realizados 2 ensaios preliminares com o objectivo de configurar a carga do explosivo a ser utilizada no sistema de ensaio. O ensaio nº 1 detonou 2 Kg de TNT a uma distância de 3 metros da laje C. Este ensaio não provocou danos visíveis na placa. No ensaio nº 2, para a mesma placa, aumentou-se a massa da carga para 8 Kg de TNT e diminuiu-se a distância para 2 metros. O resultado foi o colapso da placa devido à rotura por flexão a meio vão. Como seria expectável, a rotura deu-se na zona do entalhe. Estando presente ao longo de todo o meio vão da face superior da laje, a zona do entalhe, para além de ser a zona menos resistente por ter menor espessura que o resto da placa, é a zona que sofre os maiores esforços de flexão.

Estes ensaios preliminares permitiram concluir que, as cargas geradas pelo sistema de ensaio têm que ser superiores às geradas no ensaio nº 1 e inferiores às geradas no ensaio nº 2. Nos ensaios nº 3 e nº 4 utilizou-se então 8 Kg de TNT a uma distância de 3 metros.

Os resultados mostram que a deformação máxima medida na placa de referência no ensaio 4 (70 mm) foi superior ao valor analítico determinado na secção anterior (35 mm). Isto pode-se dever à imprecisão dos métodos utilizados para o cálculo do impulso provocado pela onda de choque e a erros do método implementado para a medição das flechas máximas.

Observando os danos provocados na placa reforçada com calda de cimento com 1% de fibras contínuas e na placa de referência, durante os ensaios nº 3 e nº 4, pode-se verificar que:

- Ambos sofreram deformação por flexão, com a abertura de uma fenda ao longo de todo o comprimento do meio vão da face inferior;
- A variação da abertura da fenda residual de meio vão, diminui de 2 a 3 mm na placa de referência para 1,3 a 2,5 mm na placa reforçada. Isto representa uma diminuição média de 24% de abertura da fenda para a placa reforçada.
- No bordo não apoiado da placa, na zona de meio vão, a fenda de flexão que na placa de referência chega quase à zona do entalhe, na placa reforçada esta fenda fica praticamente restringida à espessura do reforço.
- A deformação instantânea máxima, medida pelas hastes, diminui de 70 mm na placa de referência para 37 mm na placa reforçada. Isto representa uma diminuição de 47% na deformação instantânea máxima para a placa reforçada.
- A deformação residual, medida com o auxílio de uma régua de alumínio e uma fita métrica, diminuiu de 20 mm na placa de referência para 10 mm na placa reforçada. Isto representa uma diminuição de 50 % na deformação residual para a placa reforçada.

Através da interpretação destes resultados, podemos concluir que a utilização do reforço com calda de cimento, armada com 1% de fibras de aço contínuas na direcção de maior vão, aumenta a resistência da placa contra a acção de explosão. Os resultados demonstraram que em média, os danos verificados na placa reforçada diminuíram em cerca de 40 %. Este aumento de resistência deve-se à elevada resistência e capacidade de absorver energia do reforço utilizado.

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 Conclusões

A vulnerabilidade dos edifícios existentes quando sujeitos a explosões, provocadas por acidentes ou por ataques terroristas, que anualmente fazem milhares de vítimas mortais, reforça a necessidade de investigar novos métodos e novos materiais que possam reforçar os edifícios existentes contra os efeitos dinâmicos gerados numa explosão.

Os resultados dos programas experimentais referidos mostram que a capacidade das estruturas de betão armado para suportar as cargas de explosão é regulada essencialmente pela sua resistência à tracção. Assim sendo, o uso de betão de alta resistência à compressão pode não melhorar notoriamente o desempenho da estrutura contra cargas explosivas [30]. Para aumentar a resistência de um elemento de betão armado a cargas explosivas é necessário aumentar a sua ductilidade e a sua capacidade de absorver energia.

Neste trabalho, 3 de 4 placas de betão armado foram reforçadas com 3 tipos de argamassas armadas. Utilizando como base uma calda de cimento, a placa A foi armada com uma malha de aço distendido e as placas B e C com fibras de aço contínuas: a placa B com 1% de fibras numa direcção e a placa C com 0,5% de fibras em direcções ortogonais. Posteriormente 3 destas placas foram testadas contra a acção de explosão na horizontal com o reforço na face inferior.

De modo caracterizar a resistência do reforço, comparando os danos da placa de referência com uma placa reforçada, a placa B e a placa de referência foram sujeitas a explosões idênticas. A placa C foi utilizada para configurar o sistema de ensaio e a placa A não pôde ser ensaiada devido a um acidente que ocorreu no decorrer da sua montagem. A laje de referência e a laje B foram então sujeitas às cargas dinâmicas provenientes de 8 kg de TNT a 3 metros de distância.

Os resultados obtidos nos ensaios demonstraram que, em média, os danos verificados na placa reforçada (dimensão da abertura de fenda a meio vão, deformação máxima instantânea e deformação residual), diminuíram em cerca de 40 % em relação aos danos da placa de referência.

Pode-se assim concluir que, a adição de um material com elevada resistência e capacidade de absorver energia como a calda de cimento reforçada com fibras unidireccionais, aumenta a resistência de placas de betão armado contra as acções de explosão.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

Para desenvolvimento de trabalhos futuros propõe-se que os resultados obtidos nestes ensaios, nomeadamente as deformações instantâneas e residuais medidas, sejam comparados com os resultados determinados por programas de modelação numérica, de modo a testar e calibrar esses programas.

A utilização do reforço A, com a calda de cimento reforçada com a malha distendida de aço galvanizada é outra boa solução que, devido às características da malha distendida de aço, poderá ter um comportamento interessante face à acção de explosivos. Este deverá, por isso, ser testado em lajes ou paredes de betão sujeitas a cargas explosivas.

Seria também interessante testar a resistência de outros elementos estruturais de betão armado (vigas e pilares) e paredes de alvenaria, reforçados com a calda reforçada com fibras de aço unidireccionais (CRFU), contra os efeitos explosivos.

Bibliografia

- [1]- Gião, A, Lúcio, V, Chastre, C, Brás, A. UFRG - Unidireccional Fiber Reinforced Grout as strengthening material for reinforced concrete structures. Lisboa, 2012.
- [2]- Machado, LCMG. Caracterização de calda reforçada com fibras unidireccionais. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FCT Lisboa, 2013.
- [3]- The Institute for Economics and Peace (IEP). Global Terrorism Index report 2014- London, November, 2014.
- [4]- Mays, GC, Smith, PD. Blast Effects on buildings. Thomas Telford Publications. London, 1995.
- [5]- Magnusson, J. Structural Concrete Elements Subject to Air Blast Loading. Licentiate thesis in Concrete Structures, KTH, School of Architecture and the Built Environment (ABE), Civil and Architectural Engineering, Concrete Structures, England, 2007.
- [6]- SENASP (Secretaria Nacional de Segurança Pública do Ministério da Justiça), Módulo 2- História dos explosivos e efeitos das explosões, disponível em: http://ead.senasp.gov.br/modulos/educacional/conteudo/01060/anexos/Modulo2_rev.pdf
- [7]- Kinney, GF, Graham, KJ. Explosive shocks in air, 2. ed. Springer-Verlag, 1985.
- [8]- Gomes, R. Demolição de estruturas pelo uso controlado de explosivos. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, IST, 2000.
- [9]- Góis, JC, Vieira, A. Manual do operador de produtos explosivos. Associação Portuguesa de Estudos e Engenharia de Explosivos, 2011.
- [10]- Miscow, PCF. Letalidade. Notas de aula da matéria Letalidade do Curso de extensão em Engenharia de Armamento Aéreo. ASD/IAE/CTA, 2006.
- [11]- Neto, MT. Manual de campanha de explosivos e destruições. Exército Brasileiro, Brasília, 1991.
- [12]- Kasai, Y. Demolition methods and practice. Proceedings of the second International RILEM Symposium. V.1. Japan, 1998.
- [13]- Gomes, C. Novas tecnologias na iniciação de cargas explosivas. Proelium – Revista da Academia Militar. ISSN 1645-8826. - VI série, Nº1, 2004, p.127-136.
- [14]- Cabello, B. Dynamic stress analysis of the effect of an air blast wave on stainless steel plates. PhD Thesis. Rensselaer Polytechnic Institute, 2011.
- [15]- Yandzio, E, Gough, M. Protection of buildings against explosions. Steel Construction Institute, United Kingdom, 1999.

- [16]- Lopes, JA. Medidas de protecção e segurança para trabalhadores expostos a atmosferas explosivas em postos de abastecimento de combustíveis, Brasil, 2006.
- [17]- Bjerketvedt, D, Bakke , JR, Wingerden, KV. Gas explosion handbook .Journal of Hazardous Materials. 1997.
- [18]- Vianna, SSV. Numerical Simulation of Accidental Explosions in Offshore Production Plant. Ph.D. thesis, St Edmund College, University of Cambridge, United Kingdom, 2009.
- [19]- Conrath, EJ, Krauthammer, T, Marchand, KA, Mlakar, PF. Structural Design for Physical Security – State of the Practice. American Society of Civil Engineers. Reston, Virginia, 1999.
- [20]- US Army, US Navy, US Air Force. Structures to resist the effects of accidental explosions. Manual TM, 1990, 5-1300.
- [21]- Baker, WE. Explosions in Air. University of Texas Press. Austin, USA, 1973
- [22]- Glasstone, S, Dolan, PJ. The Effects of Nuclear Weapons. United States Department of Defense, Washington DC, 1977.
- [23]- Baker WE, Cox PA, Westine PS, Kullesz JJ ,Strehlow RA. Explosion hazards and evaluation. Elsevier, Amsterdam, 1983.
- [24]- CEB, CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Thomas Telford, Lausanne, Switzerland, 1993.
- [25]- Magnusson, J, Hallgren, M. High Performance Concrete Beams Subjected to Shock Waves from Air Blast. Swedish Defence Research Establishment (FOA), Report R--00-01586-311--SE, Tumba, 2000.
- [26]- Malvar, LJ, Crawford, JE. Dynamic increase factors for steel reinforcing bars. 28th Department of Defence Explosives Safety Seminar (DDESB), Orlando FL, USA, 1998.
- [27]- Malvar, LJ, Crawford, JE. Dynamic increase factors for concrete. 28th Department of Defence Explosives Safety Seminar (DDESB), Orlando FL, USA, 1998.
- [28]- Millard, SG., et al. Dynamic enhancement of blast-resistant ultra-high performance fibre-reinforced concrete under flexural and shear loading. International Journal of Impact Engineering, 2010, 37.4: 405-413
- [29]- Hosseinipour, SMA, Gholamrezaei, Akbarian, M. Study of explosive resistance scaling on reinforced concrete slab under loading, under free-air burst blast. Indian J. Sci. Res, 2014.
- [30]- Morales-Alonso, G, restantes autores. Fracture of concrete structural members subjected to blast. In: 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8), Toledo, Spain. 2013.
- [31]- Ross , CA, Purcell, MR, Jerome, EL. Blast response of concrete beams and slabs externally reinforced with fibre reinforced plastics (FRP). In: Proceedings of the Struct. Cong. XV – building to last, Portland, USA, 1997. p. 673–77.

- [32]- Lawve, D, Daddazio, R, Jin, Oh G, Lee, CKB, Pifko, AB, Stanley, M. Simulating the response of composite reinforced floor slabs subjected to blast loading. ASME Int Mech Eng Cong, Washington DC, 2003. p. 15–22
- [33]- Gadelmawla, ES, restantes autores. Roughness parameters. Journal of Materials Processing Technology. 2002, 123.1: 133-145.
- [34]- Coutinho, J. Materiais de construção 2 - 1ª Parte- Ligantes e caldas. Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006.
- [35]- Brás, A, Gião, A, Lúcio, V, Chastre, C. (2012). Development of fiber reinforced grout with self levelling behaviour for strengthening concrete structures. BEFIB2012. Lisboa, 2012.
- [36]- Metal distendido: <http://www.metaldistendido.com/metal.html>], acedido em 15/01/2015
- [37]- EN, N. P. 1-1 (2010) Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Lisboa, 1992.
- [38]- Sputnik International: <http://sputniknews.com/infographics/20130813/182605201.html>, acedido em 12/09/2014