

Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Ivo Monteiro França

Desenvolvimento de uma metodologia para a medição do estado de tensão em suportes de betão utilizados em túneis



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Ivo Monteiro França

Desenvolvimento de uma metodologia para a
medição do estado de tensão em suportes de
betão utilizados em túneis

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

Trabalho efetuado sob a orientação de
Professor Doutor Tiago Filipe Miranda
Professor Doutor José Sena Cruz

Outubro de 2012

*“A mente que se abre a uma nova ideia
nunca mais voltará ao seu tamanho original”.*

Albert Einstein

RESUMO

Esta dissertação pretende contribuir para uma melhoria do estado técnico em estruturas de obras subterrâneas, nomeadamente o estudo e validação de uma metodologia desenvolvida com vista a medir com elevada precisão o estado de tensão presente em revestimentos de betão em suporte de túneis.

Nesse sentido a dissertação foi estruturada de início pretendendo um enquadramento e constatação da importância e motivação para desenvolvimento da técnica. Posteriormente foi elaborado um estudo prévio tendo por base um túnel real presente em Lisboa, no qual este foi simulado e previstos os resultados associados à aplicação da metodologia a desenvolver. Ainda no mesmo âmbito foram simulados os trabalhos experimentais a concretizar, com vista a prever os resultados e dessa forma balizar e decidir acerca de pontos estruturantes da metodologia.

Finalmente foi realizada uma campanha experimental proporcionando a validação da metodologia por comparação dos resultados com os obtidos da simulação. Concluiu-se que a técnica tem potencial relevante para a determinação do estado de tensão em revestimentos de betão em túneis.

ABSTRACT

This paper aims to contribute to an improvement of the technical state of underground structures, including the study and validation of a method developed in order to measure with high precision the stress present in concrete coatings on support system of tunnels.

In this sense the dissertation was structured intending a framework and realization of the importance and motivation for development of the technique. Subsequently it was elaborated a previous study based on a real tunnel present in Lisbon, which was simulated and predicted results associated with the application of the methodology to develop. In the same context were simulated experimental works to accomplish, in order to predict the results and thereby delimit and decide on structuring points of the methodology.

Finally an experimental campaign was conducted to provide validation of the methodology by comparing the results with those obtained from numerical simulation. It was concluded that the technique has relevant potential to the determination of stress state in the coatings of concrete in tunnels.

ÍNDICE

Resumo	III
Abstract.....	V
Índice	VII
Índice de figuras	IX
1. Introdução	1
1.1 O Suporte	2
1.1.1 Suporte primário ou betão projectado	3
1.1.2 Cálculos e verificações do revestimento	4
1.2 Motivo impulsionador, relevo e enquadramento da dissertação no contexto actual	5
2. Estado de arte.....	7
2.1 Instrumentação e observação de túneis.....	7
2.2 Equipamentos de observação	8
2.3 Medição directa das tensões instaladas <i>in situ</i>	11
2.3.1 Células de pressão total	11
2.3.2 Sobrecarotagem.....	13
Medição de tensões com células de deformação.....	14
Sobrecarotagem com células CSIR, CSIRO e Bore probe	15
Sobrecarotagem com recurso a STT (Stress Tensor Tube - defómetros tridimensionais)	18
2.3.3 - Fracturamento hidráulico	19
2.3.4 Método de compatibilização da deformação.....	21
2.3.5 Análise comparativa de vários tipos de medição de tensão em maciços rochosos ..	24
2.4 Critério de escolha para a instrumentação	25
2.5 Sensor Ótico.....	26
2.6 Perspectivas Futuras.....	28
3. Modelação numérica do sistema proposto.....	29
3.1 Modelação numérica do túnel.....	30
3.1.1 Definição das características físicas e mecânicas dos materiais	33
3.1.2 Análise comparativa.....	37

3.1.3 Estudo do modelo numérico do túnel.....	37
3.2 Verificação Numérica da Viabilidade da Metodologia Proposta	43
3.2.1 Introdução.....	43
3.2.2 Análise e simulação preliminares.....	44
3.2.3 Análise dos modelos de interação	46
3.2.4 Simulação numérica da campanha experimental	56
3.2.5 Provete com entalhe de 2 centímetros de profundidade.....	56
3.2.6 Provete com entalhe de 4 centímetros de profundidade.....	58
3.2.7 Provete com entalhe de 6 centímetros.....	60
4. Validação da metodologia de medição de deslocamentos.....	63
4.1. Introdução	63
4.2. Descrição dos ensaios	64
4.3 Instrumentação e configuração do ensaio	66
4.3.1 Características dos instrumentos de medição.....	66
4.3.2 Disposição da instrumentação aplicada.....	69
4.4 Apresentação e discussão dos resultados.....	71
4.4.1 Provete com entalhe de 2 cm de profundidade	72
4.4.2 Provete com entalhe de 4 cm de profundidade	73
4.4.3 Provete com entalhe de 6 cm de profundidade	74
4.4.4 Efeito de rotação dos provetes durante o ensaio	76
4.5 Análise comparativa com a simulação numérica.....	80
4.5.1 Provete com entalhe de 2 cm de profundidade	81
4.5.2 Provete com entalhe de 4 cm de profundidade	82
4.5.3 Provete com entalhe de 6 cm de profundidade	83
4.6 Ponto conclusivo.....	85
5. Conclusões e linhas de continuidade ao desenvolvimento.....	87
6. Bibliografia.....	89
7. Anexos.....	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Representação esquemática do suporte (Sousa, 2001)	2
Figura 2- Aplicação do betão projectado (Transgulf)	4
Figura 3 - Equipamentos e dispositivos de observação de obras subterrâneas em meio urbano (Sousa, 2001).	9
Figura 4 - Célula de pressão total (Slope Indicator)	12
Figura 5 - Detalhe de instalação multidireccional de células de pressão total (Slope Indicator)	12
Figura 6 - Células de pressão total (Sousa, 2001).	13
Figura 7 - Pormenor de instalação de células de pressão (Slope Indicator)	13
Figura 8 - Esquema geral do método de sobre-carotagem, (Eberhardt, 2004)	14
Figura 9 - Fases da técnica de Sobre-carotagem (CSRIO) (C. Ljunggren, 2003)	16
Figura 10 - Instalação do <i>Doorstopper</i> (Interfels)	17
Figura 11 - Sistema de coordenadas e esforços a medir numa superfície cónica (Sugawara K. Obara Y., 1986).	18
Figura 12 - Rotura de furos de sondagem, análise (CSIRO Division of Geomechanics)	20
Figura 13- Esquematização do fracturamento hidráulico (SINTEF)	20
Figura 14 - Flatjack (Nunes, A.L.; 1998)	23
Figura 15 - Variação da pressão ao longo do tempo (Nunes, A.L. (1998))	23
Figura 16 – Flatjack (LNEC)	23
Figura 17 – Extensómetros aplicados na proximidade do entalhe (LNEC)	23
Figura 18 – Flat Jack aplicado no entalhe (LNEC)	23
Figura 19 – Processo de aplicação de método recorrente a macacos planos (Maia, 2007)	24
Figura 20- Análise comparativa tendo em conta as componentes de tensão obtidas por método (C. Ljunggren et al. 2003)	24
Figura 21 – Sensor Ótico OD value (SICK Intelligence)	27
Figura 22 - Apresentação gráfica do modelo	30
Figura 23 - Referencia às camadas constituintes do maciço terroso	31
Figura 24 - Pormenor das dimensões do suporte e entalhe	31
Figura 25 - Visão geral do suporte com entalhe	32
Figura 26 - Pormenor do entalhe no hasteal	32
Figura 27 – Pormenor das dimensões do suporte e entalhe	33
Figura 28 - Deslocamentos associados à colocação desfasada do suporte (1)	36
Figura 29 - Deslocamentos associados à colocação imediata do suporte (2)	36
Figura 30 - Tensões σ_1 nas condições iniciais	37
Figura 31 - Tensões σ_1 na fase de escavação	38
Figura 32 - Identificação das zonas mais adequadas à aplicação do entalhe	38
Figura 33 - Tensões na aplicação do suporte	39
Figura 34 - Aplicação do entalhe	39

Figura 35 Verificação da tensão σ_1	40
Figura 36- Verificação da tensão σ_3	40
Figura 37 - Verificação dos deslocamentos verticais no suporte	41
Figura 38- Verificação dos deslocamentos verticais na fase do entalhe	41
Figura 39 - Modelo com interação perfeita	47
Figura 40 - Disposição geral dos deslocamentos após carregamento e entalhe	47
Figura 41 – Tensões iniciais	48
Figura 42 – Tensões após carregamento.....	48
Figura 43 – Tensões após o entalhe.....	48
Figura 44 - Deslocamentos iniciais	49
Figura 45 - Deslocamentos após carregamento.....	49
Figura 46 - Deslocamentos após entalhe	49
Figura 47 – Modelo com interação limitada.....	50
Figura 48 - Disposição geral dos deslocamentos após carregamento e entalhe	50
Figura 49 - Tensões iniciais.....	50
Figura 50 - Tensões após carregamento	50
Figura 51 - Tensões após entalhe	50
Figura 52 - Deslocamentos iniciais	51
Figura 53 - Deslocamentos após carregamento.....	51
Figura 54 - Deslocamentos após entalhe	51
Figura 55 - Modelo de interação nula.....	52
Figura 56 - Disposição geral dos deslocamentos após carregamento e entalhe	52
Figura 57 - Tensões iniciais.....	53
Figura 58 - Tensões após carregamento	53
Figura 59 - Tensões após entalhe	53
Figura 60 - Deslocamentos iniciais	53
Figura 61 - Deslocamentos após carregamento.....	53
Figura 62 - Deslocamentos após entalhe	53
Figura 63 - Identificação dos pontos de referência.....	54
Figura 64 - Modelo numérico, 2cm	56
Figura 65 - Deformada e densidade de plastificação, 2cm.....	56
Figura 66 - Deslocamentos previstos.....	57
Figura 67- Modelo numérico, 4cm	58
Figura 68 - Deformada e densidade de plastificação, 4cm.....	58
Figura 69 - Deslocamentos previstos.....	59
Figura 70 - Modelo numérico, 6cm	60
Figura 71 - Deformada e densidade de plastificação, 6cm.....	60
Figura 72 - Deslocamentos previstos.....	61
Figura 73 – Cofragens	64
Figura 74 – Fibras RAD 6535 HW.....	64
Figura 75 - Homogeneização da mistura betão com fibras	64
Figura 76 - Provetes betonados no laboratório da Betão Liz	64
Figura 77 - Vista posterior (mm).....	65
Figura 78 - Vista lateral (mm)	65

Figura 79 - Vista anterior (mm).....	65
Figura 80 - Máquina de corte	66
Figura 81 - Pormenor, disco de corte	66
Figura 82 - Provetes com respectivos entalhes.....	66
Figura 83 - Sensor, vista posterior.....	66
Figura 84 - Sensor, vista em perspectiva posterior.....	66
Figura 85 - Sensor, vista em perspectiva anterior	66
Figura 86 - Revestimento na chapa reflectora	66
Figura 87 – Esquema 2D do Sensor Ótico	67
Figura 88 - Vista anterior (mm).....	69
Figura 89 - Vista em perspectiva (mm).....	69
Figura 90 - Vista posterior (mm).....	69
Figura 91 - Disposição da instrumentação na face anterior.....	70
Figura 92 - Disposição da instrumentação na face posterior.....	70
Figura 93 - Pormenor da face posterior.....	70
Figura 94 - Fixadores e cola dos LVDT	70
Figura 95 – Pormenor da aplicação da instrumentação.....	70
Figura 96 - Comparação da leitura dos diferentes instrumentos, no provete com entalhe de 2 cm	72
Figura 97 – Provette testado, vista anterior (2 cm).....	72
Figura 98 – Provette testado, perfil (2 cm).....	72
Figura 99 – Provette testado, vista posterior (2 cm).....	72
Figura 100 – Comparação da leitura dos diferentes instrumentos, no provete com entalhe de 4 cm	73
Figura 101 – Provette testado, vista anterior (4 cm).....	74
Figura 102 – Provette testado, perfil (4 cm).....	74
Figura 103 – Provette testado, vista posterior (4 cm).....	74
Figura 104 - Comparação da leitura dos diferentes instrumentos, no provete com entalhe de 6 cm	74
Figura 105 - Pormenor plastificação	75
Figura 106 - Provette testado, vista anterior (6 cm)	76
Figura 107 - Provette testado, vista anterior (6 cm)	76
Figura 108 - Provette testado, vista anterior (6 cm)	76
Figura 109 – Rotação segundo y	77
Figura 110 - Ilustração da rotação segundo y.....	77
Figura 111 - Rotação associada à direção y	77
Figura 112 - Rotação na direção x.....	78
Figura 113 - Ilustração da rotação na direção x.....	78
Figura 114 - Rotação associada à direção x	79
Figura 115 - Análise modelo vs resultados experimentais, entalhe de 2cm.....	81
Figura 116 - Análise modelo vs resultados experimentais, entalhe de 4cm.....	82
Figura 117 - Análise modelo vs resultados experimentais, entalhe de 6cm.....	83
Figura 118 - Comparação entre sensor e simulação numérica	84

1. INTRODUÇÃO

A construção de túneis constitui um desafio para a Engenharia Civil. Esse desafio é tão aliciante quanto o comprimento do túnel, as características do terreno, o suporte e a envolvente superficial à obra exigem da engenharia. O projecto de um túnel assume características particulares que o distinguem das restantes áreas da engenharia civil, sendo, provavelmente a diferença mais marcante o facto de o projecto terminar diversas vezes apenas depois de executada a obra, dada a necessidade de monitorizar a mesma durante um determinado período com vista a estudar o seu comportamento ao longo do prazo.

É nestas obras que mais se verifica a necessidade de uma articulação plena entre o projectista, a fiscalização e o construtor, resultando o projecto final de um constante ajuste e adaptação às condições geológico/geotécnicas encontradas ao longo do desenvolvimento da obra. Esta característica resulta da incerteza na caracterização do solo, consequência de uma frequente heterogeneidade do ambiente em que se insere, da complexidade do comportamento conjunto solo/suporte.

Alguns aspectos a considerar de elevada importância para o estudo de um túnel (Gomes A. T., 1998):

- a) Distribuição de tensões no maciço, previstas pela teoria da elasticidade;
- b) Ordem de grandeza dos deslocamentos na superfície;
- c) Grau de simetria entre os deslocamentos do maciço acima e abaixo do túnel;
- d) Tempo de auto-sustentação do maciço.

A construção de um túnel consiste, grosso modo, na concretização da escavação e na colocação do suporte, usualmente com um certo atraso entre estas fases. Este processo induz alterações significativas nas tensões geostáticas instaladas no terreno, o que pode provocar deformações e deslocamentos importantes e, eventualmente, colapsos.

1.1 O Suporte

Entende-se por suporte o conjunto de elementos que se colocam numa escavação subterrânea para permitir a sua estabilização (Figura 1).

A função que se espera de um suporte neste âmbito prende-se com o reajuste das tensões que se produz no terreno e a forma como este se desenvolve durante a escavação. Para esse conhecimento é importante conhecer a distribuição de tensões no maciço após a sua escavação. Essa distribuição é função do estado de tensão existente no terreno antes de ser escavado, do comportamento mecânico do terreno, do tipo de suporte e da sequência da sua colocação (Lopez Gimeno, 1997).

O suporte de um túnel terá como primeira missão evitar que o terreno perca as suas propriedades por efeito do processo construtivo, controlando assim assentamentos à superfície que podem ser intoleráveis para as estruturas sobrejacentes ou deformações no próprio túnel que podem ser também excessivas.

Os elementos de suporte mais utilizados nas escavações subterrâneas em rocha são o betão projectado e as pregagens (de vários tipos). Outros elementos, como o betão pré-fabricado (aduelas), cambotas metálicas, enfilagens, chapas do tipo Bernold, são também utilizados quando se tem que atravessar zonas de rocha ou solo de má qualidade, e portanto com elevada fragilidade quanto à sua capacidade de auto-sustentação.

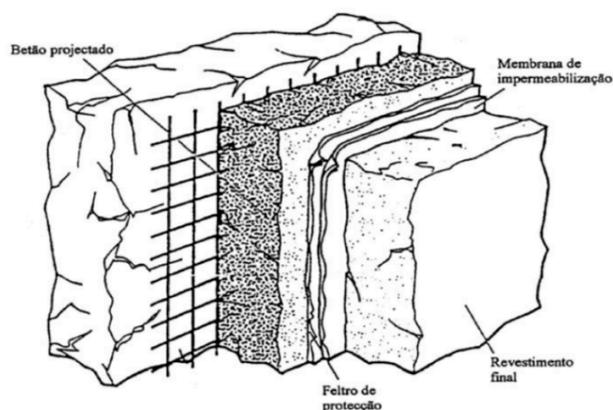


Figura 1- Representação esquemática do suporte (Sousa, 2001)

1.1.1 Suporte primário ou betão projectado

Uma vez escavados, os maciços permanecem um determinado tempo (variável dependendo das suas características geomecânicas) sem sofrer colapso (capacidade de auto-sustentação), de modo que, com vista a garantir a sua estabilidade, o tempo decorrido entre a escavação e a aplicação do revestimento primário deve ser o menor possível. Embora que desta situação resulte uma razão estabilidade/desconfinamento, do qual o par ordenado é precisamente o tempo entre a escavação e aplicação do suporte (tempo de desconfinamento). É portanto desejável permitir um desconfinamento considerável ao maciço, e desta forma conseguir um bom desempenho do suporte sem que o mesmo seja tão oneroso, no entanto esse limite entre o desconfinamento ótimo e o desastroso traduz-se numa linha ténue.

Podem resultar os seguintes cenários:

- O ponto de desconfinamento ótimo não é atingido e portanto o maciço não chega a desconfinar completamente, o que leva a um suporte com capacidade resistente acrescida;
- o ponto de desconfinamento ótimo é ultrapassado e o maciço sofre instabilização, ou seja ocorre aluimento de terras no interior da escavação;

De forma a operar o mais eficientemente possível existem métodos, nomeadamente analíticos, desenvolvidos para calcular o ponto de desconfinamento ótimo, com base nas características do suporte e do maciço (ponto de equilíbrio da interação).

O betão projectado é uma mistura pastosa de água, cimento e areia, podendo conter aditivos, que projectado em jacto (Figura 2), possibilita a deformação controlada do maciço (geralmente de pequena dimensão), evitando a perda de coesão e desta forma impedindo a ocorrência de deformações maiores capazes de instabilizar a superfície escavada. Os primeiros sistemas para a sua aplicação foram apresentados em 1910 nos Estados Unidos. É usual, especialmente em túneis executados em NATM¹, usar betão projectado (Kirkland et al,

¹ NATM - New Austrian Tunneling Method

1996) no suporte primário da escavação e, em conjunto com as cambotas², malhasol e com pregagens.

A aplicação do betão projectado pode ser feita por três processos, via húmida, via seca e via

O betão projectado tem sido cada vez mais aplicado em túneis escavados em solos, por razões práticas e económicas. O dimensionamento da espessura da camada, seja para suporte primário, definitivo e para revestimento, é ainda muito suportado em processos empíricos apesar da disponibilidade do método de convergência / confinamento para túneis e dos modelos numéricos. Para terrenos de baixa resistência, a aplicação do suporte primário consiste numa camada de espessura de 20 a 25 cm.



Figura 2- Aplicação do betão projectado (Transgulf)

1.1.2 Cálculos e verificações do revestimento

Num dado maciço intacto está implícita a existência de um estado de tensão. A compreensão desse estado de tensão é de elevada importância tendo em conta a relação

² Perfis metálicos em forma de arco usados no suporte de túneis

directa que existe entre o estado de tensão presente no maciço e o dimensionamento da estrutura que neste será incorporada.

As verificações do revestimento devem garantir o equilíbrio da estrutura no estado limite último, através de dimensionamentos adequados, e o estado limite de utilização através das verificações de deslocamentos.

Para o dimensionamento do revestimento, devem ser considerados os parâmetros e as condições mais críticas e desfavoráveis à estrutura que possam ocorrer para cada fase de construção do túnel, mantendo porém o dimensionamento representativo sem onerar desnecessariamente a obra. Os carregamentos aplicados à estrutura devem sempre ser garantidos como potenciais, e em combinações que causem os esforços e as deformações mais críticas para a verificação da resistência e da estabilidade do sistema estrutural. Na análise de desempenho e utilização da estrutura, devem ser adotados os parâmetros, carregamentos e resistências que representem as condições mais prováveis de ocorrência para que os resultados de deformação e deslocamento sejam o mais realistas possível.

Na fase de projeto de execução, deve-se dimensionar o revestimento por meio de métodos numéricos que considerem as propriedades do revestimento e do maciço. Na fase de projeto básico, o revestimento pode ser dimensionado e verificado por meio de processos analíticos ou numéricos simplificados. Na fase de estudos preliminares, podem ser utilizados métodos empíricos, porém, sem perder a representatividade.

1.2 Motivo impulsionador, relevo e enquadramento da dissertação no contexto actual

No âmbito das obras subterrâneas, no caso concreto túneis, está inerente uma análise das condicionantes e constituições que iremos encontrar no maciço com o decorrer da obra. Como é expectável, a análise geotécnica recorrendo a ensaios *in situ*, permite obter informação muito pontual, levanto a níveis de incerteza bastante consideráveis. Além disso, está associada a custos elevados, o que leva a uma relação ponderada na consideração - grau de prospeção/custos.

Por outro lado são obras que exigem um nível de precisão cirúrgico. Os cenários de risco com maior destaque a ter em conta neste tipo de obra são a rotura do suporte e as deformações excessivas em estruturas vizinhas, levadas a cabo por assentamentos propagados ao longo do recobrimento, podendo culminar com o próprio colapso das estruturas adjacentes.

A escavação de um túnel, tanto em rocha como em solo, processa-se sempre com certo grau de incerteza, devido à dificuldade de se conhecer com exactidão as características do terreno a atravessar antes do início da mesma. Devido à heterogeneidade do terreno, nos projectos de túneis é habitual incluírem-se vários tipos de suporte, devendo os mesmos ser aplicados segundo as características da rocha observadas em cada ponto, onde a natureza dos movimentos e tensões pode variar bastante. Salienta-se assim a importância de uma correcta projecção e dimensionamento neste tipo de obras.

O âmbito desta dissertação prende-se com o objectivo de criar e validar uma metodologia que permita uma leitura do estado de tensão no betão de suporte, levando a uma análise de precisa e fácil, pouco onerosa, de suportes de sustentação de túneis.

A metodologia consistirá essencialmente na aplicação de um sensor ótico de alta precisão para medição de deslocamentos. A utilização desta tecnologia permite aplicar o entalhe no suporte depois de instalado todo o aparato de medição, permitindo assim a medição ainda antes de aplicar o entalhe, proporcionando uma continuidade de leitura que diferencia a metodologia das demais existentes. Esta leitura permitirá não só inferir quanto ao estado de tensão existente no local de medida, assim como no desenvolvimento da distribuição de esforços (embora a leitura seja de deslocamentos) provocada pelo entalhe no suporte.

Fica, portanto clara a importância e o motivo do desenvolvimento desta dissertação.

A importância crescente da monitorização permanente das obras geotécnicas em geral e dos túneis em particular, justificada pelo primado da sua segurança e pelas garantias de proteção ambiental, justifica aturados esforços de investigação (Tsesarsky & Hatzor, 2006).

2. ESTADO DE ARTE

2.1 Instrumentação e observação de túneis

O controlo realizado pela instrumentação efectua-se durante e depois da construção de qualquer obra subterrânea.

Esse controlo justifica-se pelos seguintes motivos:

- Durante a Construção: para auscultação de cargas, tensões e deformações que confirmem todas as hipóteses admitidas em fase de projecto e, ao mesmo tempo, que proporcionem bases necessárias para a sua alteração em tempo útil se necessário.
- Depois da Construção: para controlo da evolução de tensões e deformações, como prevenção de possíveis problemas (roturas e deformações excessivas). [Cornejo *et tal.*, 1996].

O projeto e construção de um túnel são de um elevado grau de exigência. Esta exigência deve-se a vários factores, entre os quais podemos destacar a dificuldade em caracterizar o meio tanto ao nível da disposição cartográfica dos diferentes materiais como numa perspectiva geoténica, onde num curto espaço podem haver heterogeneidades comportamentais enormes. Este nível de incerteza torna o processo de estudo do meio envolvente à obra muito exigente e muito oneroso. É impossível saber exactamente até que ponto é coerente densificar o estudo deste mesmo meio, correndo o risco de estar a prejudicar o projecto economicamente com um estudo demasiado extenso, ou incorrer numa perspectiva inconsciente, onde a falta de caracterização do meio pode levar a graves problemas no desenvolvimento da obra.

Efectivamente é desadequado pensarmos num estudo prévio suficiente para a caracterização total do maciço envolvente. Além do carácter pontual e discreto da informação obtida por ensaios de caracterização, visto que os mesmos ensaios são realizados em regime

de pontualidade ao longo do traçado da obra, a informação carece também de consistência quando proveniente de métodos de natureza empírica.

O comportamento estrutural de um túnel é complexo. A escavação por si só consiste numa perturbação ao maciço, levando a uma alteração do estado de tensão inicial do maciço, provoca um movimento deformacional no interior da cavidade e gera deslocamentos à superfície. Estas alterações de tensão e deformação são de difícil quantificação e podem levar ao colapso do maciço. A estabilidade da obra depende, essencialmente, das características do suporte adotado e do seu modo de colocação, da forma da cavidade, da natureza das formações envolvidas (estratificação do maciço, nível freático, características resistentes do maciço), do estado de tensão inicial instalado no maciço e, especialmente, da solução construtiva adoptada (Sousa, 2001). Em maciços rochosos, a estabilidade está condicionada pela presença de descontinuidades, sendo que as roturas ocorrem frequentemente com escorregamento ou separação ao longo destas superfícies, onde a direção das descontinuidades devem ser analisadas pormenorizadamente. No caso de maciços terrosos, a estabilidade depende das condições de resistência drenada ou não drenada, em função do tipo de terreno e das condições de execução da obra (Silva, 2001). Além destes factores, há que considerar ainda o factor tempo, que desempenha um papel determinante, o tempo de auto-sustentação, estabilidade imediata e revestimento provisório e definitivo que define consideravelmente o estado de tensão no maciço após a escavação (Muralha, 2001).

A densificação de obras subterrâneas em áreas urbanas introduziu novos desafios à projeção e execução destas estruturas, nomeadamente a influência da escavação sobre as construções que existentes na proximidade do seu traçado. Os assentamentos superficiais originados pela escavação podem condicionar decisivamente a condição estrutural dos edificios adjacentes, atribuindo uma importância decisiva na seleção do traçado e na escolha do método construtivo a adoptar, assim como levam à necessidade melhor conhecer o estado de tensão presente.

2.2 Equipamentos de observação

A importância de instrumentar corretamente as obras de engenharia, nomeadamente túneis e outras obras subterrâneas, com o objetivo de monitorizar o seu comportamento estrutural ao longo de toda a sua vida útil, revela-se fundamental. A contínua monitoração de

cargas, deformações, deslocamentos, pressões e temperatura dos principais elementos estruturais e do solo poderiam prever, com razoável tempo de antecedência, situações de colapso, alertando sempre que determinados parâmetros ultrapassassem limites previamente estabelecidos. Com isso, planos de contingência poderiam ser executados atempadamente de forma a atuar no reforço e contenção destas estruturas, ou até mesmo no sentido de se evacuar áreas e retirar os operários a tempo, evitando assim acidentes e principalmente perdas humanas (Sousa, 2001).

Os equipamentos e dispositivos de observação mais utilizados em obras subterrâneas em meios urbanos estão indicados na Figura 3.

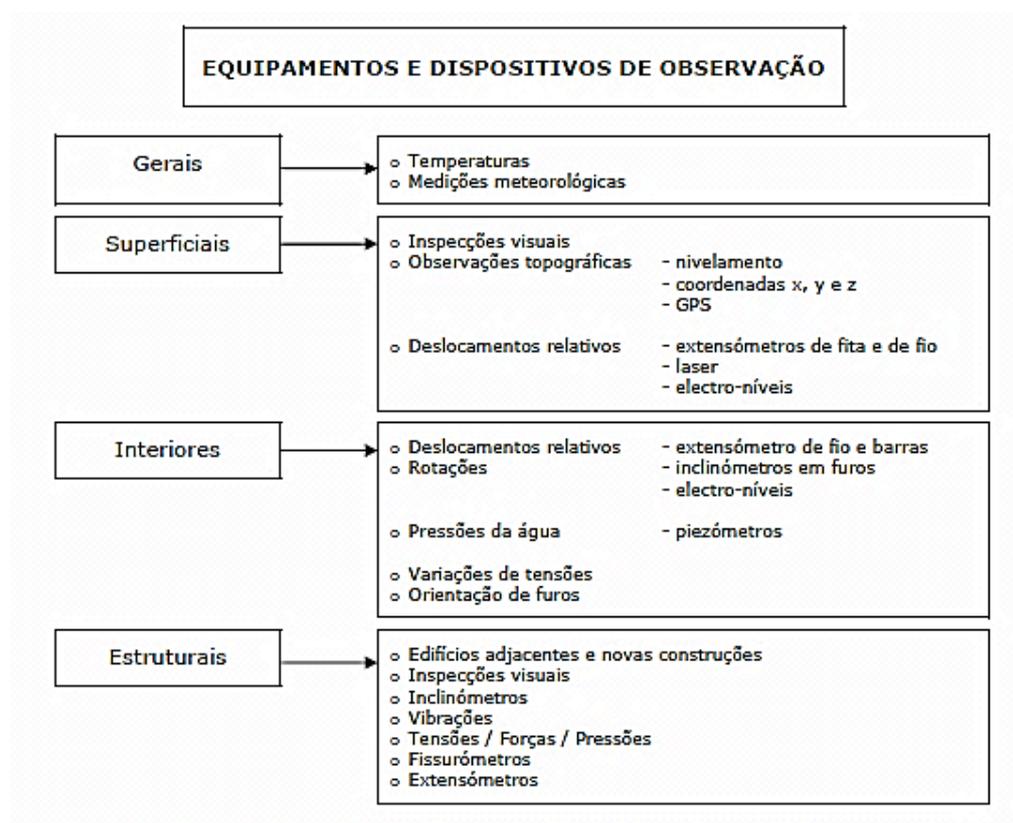


Figura 3 - Equipamentos e dispositivos de observação de obras subterrâneas em meio urbano (Sousa, 2001).

Com vista monitorizar os assentamentos superficiais e deslocamentos horizontais, utilizam-se vulgarmente métodos topográficos que fazem a aplicação das técnicas e equipamentos da topografia e da geodesia, permitindo a medição das três coordenadas dos pontos observados.

No interior do túnel:

- Medição de convergências;
- Inspeção visual de betão projectado/monitorização de fissuração.

No exterior do túnel:

- Medição de deslocamentos com extensómetros multiponto;
- Medição de assentamentos com marcas topográficas de nivelção precisa;
- Medição de deslocamentos em alvos topográficos;
- Medições com inclinómetros para o controlo do comportamento dos taludes frontais e hasteais no interior da galeria;
- Medição da variação do nível de água com piezómetros;

Assim, os instrumentos provenientes da topografia incluem teodolitos, estações topográficas, réguas, marcas superficiais (profundidade máxima de 1m) e profundas, *bench marks* e alvos topográficos. Para além dos equipamentos mencionados, associados a métodos topográficos, é ainda comum o uso de fissurómetros e inclinómetros (*tiltmeters*).

As réguas, podem ser colocadas em edificios (preferencialmente associadas a um elemento estrutural) e muros de contenção, enquanto as marcas superficiais se colocam na superfície do terreno ou são enterradas até uma profundidade de 1m, possibilitando a medição do deslocamento relativo entre a posição da estação topográfica e o elemento ou piso onde se encontra o alvo (régua e marca superficial).

Para controlo de deslocamentos relativos à superfície, pode ainda recorrer-se de técnicas de laser, extensómetros de barras, fio de ínvar bem como à técnica dos electrónveis.

Os equipamentos GPS³ com comunicação por satélite que permitem a observação das deformações a várias escalas, têm também um contributo determinante embora que em caso de especificações *standard* ainda carecem de precisão (Sousa, 2001).

2.3 Medição directa das tensões instaladas *in situ*

2.3.1 Células de pressão total

Para medição de tensões presentes no terreno, presentes no suporte ou transmitidas entre estes, recorre-se à utilização de células de pressão total (Figura 4 e Figura 6). Estas células são normalmente constituídas por duas chapas metálicas de 3 mm de espessura cada, soldadas nas extremidades, contendo um fluido hidráulico no seu interior. Inicialmente as células continham mercúrio no seu interior, que por razões ambientais veio a ser substituído pelo fluido hidráulico. Estas células apenas estão capacitadas para medir a pressão normal ao plano que contém as faces das chapas metálicas constituintes. Tendo este facto em consideração, são instaladas normalmente perpendicularmente entre si de acordo com as tensões a medir (Almeida e Sousa, 1998). Estas células podem ser instaladas no maciço, no suporte (durante a sua construção) ou até entre o suporte e o maciço.

Segundo Mair e Taylor (1997) estas células não traduzem fielmente a medição de tensão instalada em suportes de betão projectado. Entre outros factores, deve-se essencialmente às propriedades das células, ao nível de contacto entre a célula e o meio, diferenças de temperatura, distribuição heterogénea de tensões no betão projectado e a precisão da colocação da célula. Desta forma a células adequam-se mais eficientemente para medição de diferenças de pressão, útil na monitorização do comportamento do suporte de betão projectado.

Outra aplicação útil para as células de pressão será na monitorização do desenvolvimento da interação de esforços entre o maciço e o suporte de betão projectado, principalmente no caso de o suporte temporário possuir dimensões reduzidas por razões

³ Global Positioning System

económicas. Para esta aplicação é relevante a elevada frequência de leitura das células, traduzindo-se numa leitura aproximadamente contínua (Pacovsky, 1996).



Figura 4 - Célula de pressão total (Slope Indicator)

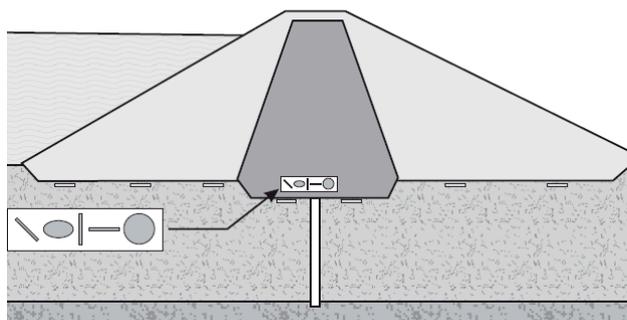


Figura 5 - Detalhe de instalação multidireccional de células de pressão total (Slope Indicator)

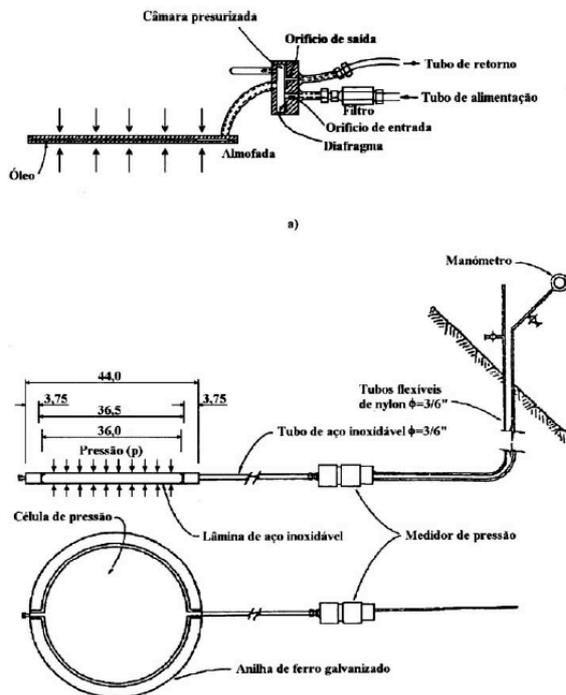


Figura 6 - Células de pressão total (Sousa, 2001).

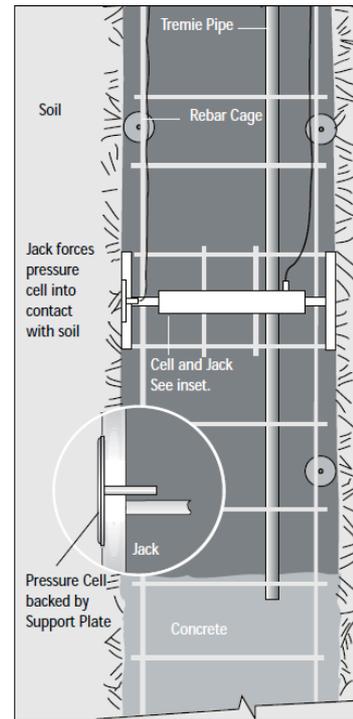


Figura 7 - Pormenor de instalação de células de pressão (Slope Indicator)

2.3.2 Sobrecarotagem

O principal objetivo dos métodos de alívio é isolar (parcial ou totalmente) uma amostra de rocha do campo de tensões que o rodeia e monitorizar a resposta. A leitura de tensão é registada quando se dá a libertação da tensão no carote. Portanto as tensões são inferidas a partir de tensões geradas pelo processo de alívio (descarga) e medido diretamente sobre a rocha associados com o processo de relaxamento.

Existem 3 principais passos comuns a grande parte das metodologias de sobrecarotagem (Figura 8). Primeiro é induzido no local em estudo um furo de sondagem (carotagem) de grande diâmetro (cerca de 60 a 200 mm), seguidamente efectua-se outro furo de menor diâmetro (normalmente 38 mm) onde ficará alojado o equipamento de medida. De seguida a primeira furação é prolongada, libertando as tensões residentes num tarolo sobrecarotado contendo o equipamento de medição de tensões ou deformações. Por fim o

carote retirado na primeira furação é submetido a testes de onde resultam as propriedades elásticas do maciço para finalmente, no caso em que são registadas apenas deformações no aparelho de medida, calcular o estado de tensão inicial no maciço (Figueiredo B., et al 2009).

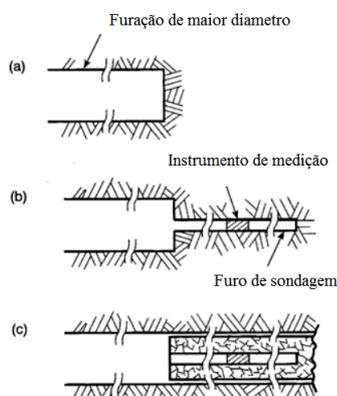


Figura 8 - Esquema geral do método de sobre-carotagem, (Eberhardt, 2004)

Medição de tensões com células de deformação

O princípio deste método rege-se pela mesma directriz que os métodos de medição com *soft inclusion cells*. A célula é colocada no furo interno (*pilot hole*), sendo seguidamente solidarizado à superfície da perfuração através de um processo de colagem. Estes instrumentos registam mudanças no diâmetro do furo interno durante o processo de sobre-carotagem. São utilizados dois tipos de células de medição, as USBM (U. S. Bureau of Mines) e Sigra (IST – *in situ* stress tool). Estas medições têm uma boa precisão, sendo por isso utilizadas com bastante frequência. Alguns aspectos comparativos e características destes dois tipos de células são apresentados na Tabela 1.

Este método tem como desvantagens o facto de ser necessária uma extensão mínima dos núcleos usados de 300 mm; a integridade física dos manómetros utilizados é posta em causa sempre que haja uma rotura abrupta dos núcleos; são necessários três furos não paralelos para calcular o estado de tensão *in situ*;

Tabela 1 - Características dos dois tipos de células de medição de deslocamentos (C. Ljunggren et al, 2003)

Instrumento	Número de calibradores activos	Profundidades de medida	Medição continua	Requisitos de sondagem
USBM	Normalmente 3; versões modificadas 4	Normalmente 10 a 50m; versões modificadas 1000m	Não	Furo piloto com 38 mm, usualmente furação de 90 mm. Versões modificadas aceitam água
Sigra IST	3, em dois ou três níveis	Usadas para 700m. Construídas para 1500m	Sim, registador incorporado	Furo piloto com 25 mm, usualmente furação de 76 mm. Aceitam água

Sobrecarotagem com células CSIR, CSIRO e Bore probe

Este consiste na solidarização de uma célula de medição de esforço a um núcleo, que mede a tensão do mesmo na direção do furo. Este tipo de ensaio permite a obtenção das 6 componentes do tensor das tensões.

Estas medições são levadas a cabo pelas células qualquer dos tipos, CSIR, CSIRO (Figura 9) ou Bore probe, sendo os seus campos de aplicação apresentados na Tabela 2.

A maior desvantagem deste método é a manutenção do ambiente no interior do furo para adesão dos medidores de pressão à parede da perfuração.

É o único método que pode apresentar todas as tensões em uma única medida.

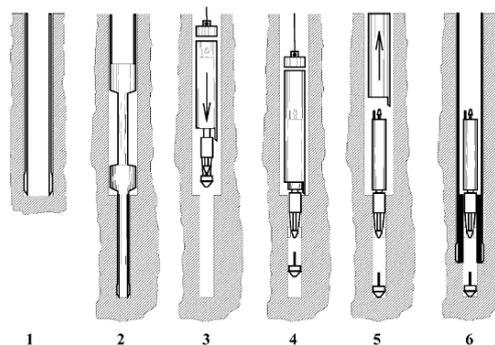


Fig. 5. Principle of soft, 3D pilot hole overcoring measurements: (1) advance $\varnothing 76$ mm main borehole to measurement depth, (2) drill $\varnothing 36$ mm pilot hole and recover core for appraisal, (3) lower probe in installation tool down hole, (4) probe releases from installation tool; gauges bonded to pilot-hole wall under pressure from the nose cone, (5) raise installation tool; probe bonded in place and (6) overcore the probe and recover to surface in core barrel.

Figura 9 - Fases da técnica de Sobrecarotagem (CSRIO) (C. Ljunggren, 2003)

Esta técnica consiste primeiramente na abertura de uma perfuração e recolha do carote. Posteriormente é aplicada outra perfuração concêntrica de diâmetro inferior, onde será colada a célula depois de assente na superfície da perfuração de menor diâmetro. Finalmente a célula é solidarizada à superfície da última perfuração através de um processo de colagem, onde posteriormente registará as tensões associadas ao alívio da porção de maciço quando sujeito à continuidade da primeira perfuração (de maior diâmetro). A célula será recolhida na recolha do tarolo, estando esta acoplada ao interior do mesmo.

Tabela 2 - Características das células de *Overcoring* (C. Ljunggren et al., 2003)

Instrumento	Número de calibradores activos	Profundidades de medida	Medição contínua	Requisitos de sondagem
Célula CSIR	12	Normalmente: 10 a 50m; versões modificadas: até 1000m	Não	Furo piloto com 38 mm, usualmente furação de 90 mm. Versões modificadas aceitam água
Célula CSIRO	9/12	Normalmente até 30m	Sim, via cabo	Furo piloto com 38 mm, furação com 150 mm. Incompatíveis com água
Sonda <i>Bore</i>	9	Praticado até 630m; Testado até 1000m	Sim, registador incorporado	Furo piloto com 36 mm, 76 mm para furação. Compatíveis com água

Os métodos de sobrecarotagem de células de fundo de furos (borehole-bottom cells) usam os seguintes instrumentos:

* Células do tipo *Doorstopper*

* Células esféricas ou células cónicas de esforço

As células *Doorstopper* (Leeman), são acopladas à parte lisa e polida do fundo da perfuração (Figura 10), enquanto a célula hemisférica ou cónica é acoplada à zona concordante da perfuração (Figura 7). Sendo assim, não é necessário um furo adicional interno. Depois das células posicionadas, efectua-se leituras de esforços, recorrendo posteriormente à solidarização da instrumentação. Durante a solidarização são gravadas as deformações e esforços ocorridos.

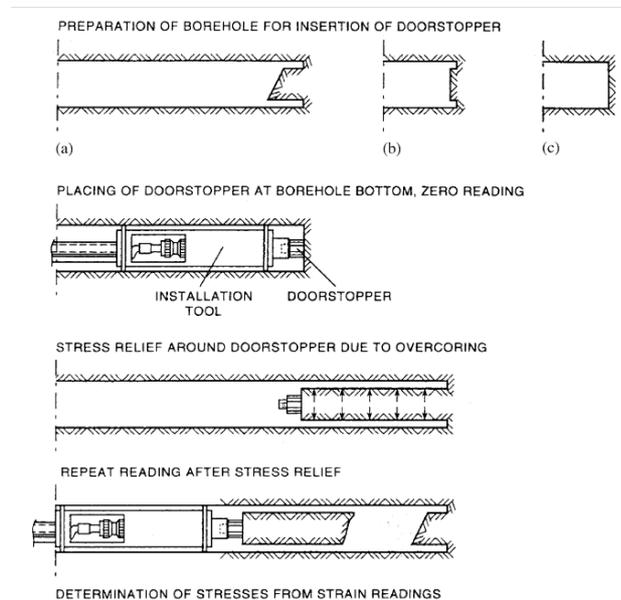


Figura 10 - Instalação do *Doorstopper* (Interfels)

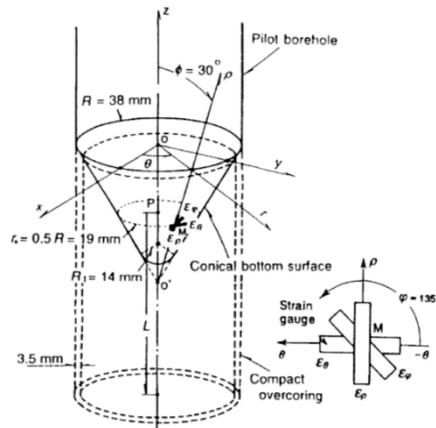


Figura 11 - Sistema de coordenadas e esforços a medir numa superfície cônica (Sugawara K. Obara Y., 1986).

Sobrecarotagem com recurso a STT (Stress Tensor Tube - defórmómetros tridimensionais)

No LNEC⁴ foi desenvolvida uma técnica de ensaio, em que se utiliza um defórmómetro tridimensional. Este aparelho é constituído por um cilindro oco com 2 mm de espessura de parede e 20 cm de comprimento, tendo sido colados na sua superfície média 10 extensómetros colocados de acordo com as normais às faces de um icosaedro. Este aparelho foi equipado com um sistema de aquisição de dados que efectua uma leitura de forma contínua, desde a fase inicial de colocação da célula STT, até à retirada do tarolo sobrecarotado.

Através de um furo de pequeno diâmetro, o STT é fixado às paredes através da colagem, utilizando uma resina epóxi. Posteriormente através de um outro furo de sondagem, de maior diâmetro, concêntrico com o primeiro, liberta-se o tarolo sobrecarotado de rocha do estado de tensão a que estava sujeito inicialmente. Desta forma as deformações resultantes da libertação de tensão no do processo de sobrecarotagem são registadas pelo defórmómetro. Uma vez obtidas as extensões no final da sobrecarotagem, a determinação do estado de tensão no maciço rochoso no local em questão só é possível mediante o conhecimento das constantes elásticas do meio. As constantes elásticas são determinadas através da realização de um ensaio biaxial ou triaxial, podendo utilizar-se o mesmo tarolo de rocha que foi sujeito a sobrecarotagem. Com o intuito de obter o estado de tensão no maciço rochoso, são

⁴ Laboratório Nacional de Engenharia Civil

interpretadas as extensões medidas no ensaio, através da utilização de modelos numéricos. O modelo interpretativo caracteriza-se por um comportamento elástico linear e isotrópico para o maciço rochoso e permite determinar as seis componentes do tensor das tensões através da interpretação das extensões medidas e das constantes elásticas do maciço E e ν (Figueiredo B., et al 2009).

2.3.3 - Fracturamento hidráulico

O fracturamento hidráulico (Figura 13) consiste numa técnica usada na determinação do estado de tensão *in situ* da rocha, num plano perpendicular ao furo executado (~1m). Isto é conseguido através da aplicação de um fluido sob pressão (normalmente água), a uma dada profundidade de teste, no furo balizado por 2 retentores (straddle packer system), não deixando escapar a água, até que a rocha ceda á tensão. A pressão necessária para gerar, propagar, manter e reabrir fissuras de tensão na rocha são recolhidas em função do tempo, estando esta relacionada com o estado de tensão *in situ* (Haimson B.C., F.H. Cornet, 2003)

Fases da metodologia:

- A porção isolada é pressurizada com água até ocorrer a fratura
- São medidas duas pressões: breakdown pressure e shut-in pressure
- Um obturador mede a orientação e localização da fratura aberta;
- A porção do furo não deve conter fratura para garantir que a água irá gerar uma nova fratura;
- Único método de medição direta das tensões principais
- Pode ser realizado em qualquer profundidade ou distância da abertura
- Existem alguns problemas na execução desse ensaio:

- Dificuldade de identificar 1 metro de rocha sem fratura

- Dificuldade de medir as pressões (breakdown and shut-in pressures)
- Se as fraturas criadas na parede do furo propagam na mesma direção
- O furo deve ser paralelo a uma das tensões principais
- A rocha é assumida como impermeável
- Válido para a teoria elástica

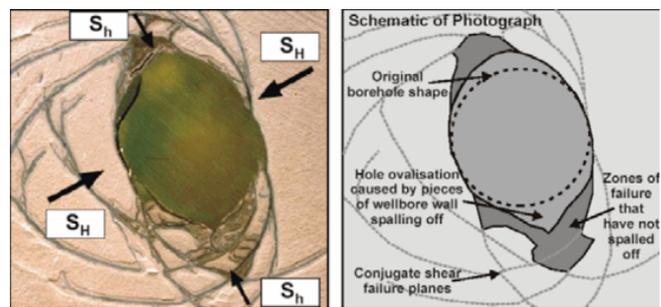


Figura 12 - Rotura de furos de sondagem, análise (CSIRO Division of Geomechanics)

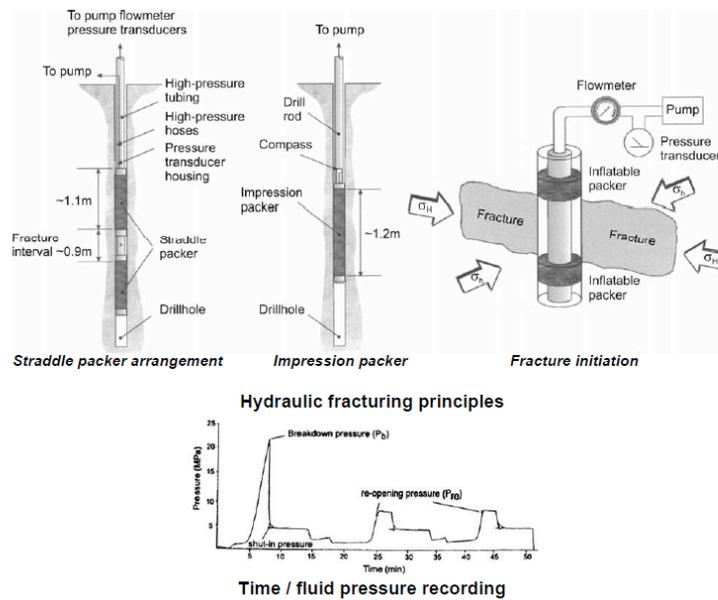


Figura 13- Esquematização do fracturamento hidráulico (SINTEF)

2.3.4 Método de compatibilização da deformação

O método de compatibilização da deformação ou 'flat jack' (Figura 14 a Figura 18/Figura 16) é um ensaio simples, consistindo macacos planos (almofadas de metal) inseridos em entalhes previamente aplicados na rocha, estes realizados através de equipamentos de corte apropriados a meios rochosos (USACE, 1995). Aplicando o entalhe, o maciço tende a sofrer alteração no estado de tensão inicial pelo efeito de redistribuição de tensões, gerada pela aplicação do entalhe. Depois de introduzido o macaco plano no entalhe, é injectado óleo sob pressão entre as placas metálicas e mede-se o deslocamento sofrido com a ajuda de pinos de referência previamente colocados no maciço próximo do entalhe. A pressão (Figura 15) do fluido necessária para recolocar os pinos na posição inicial possibilita a definição da tensão no maciço para a direção perpendicular ao macaco. Realizando o ensaio em três orientações diferentes é possível determinar o estado de tensões do maciço. Se possível utilizando quatro entalhes em roseta a 45°, permite por meio do ensaio excedente uma verificação dos resultados obtidos. Caso o estudo do plano referido se repetir em mais dois planos com orientação diferente do primeiro poder-se-á determinar o estado de tensão total no ponto considerado. Este método tem inúmeras vantagens, sendo essencialmente um método que exige uma mínima de interpretação necessária para se concluir o estado de tensão *in situ*.

O ensaio com *Large Flat Jack* (LFJ) foi proposto pela primeira vez para medir a deformação de maciço rochoso, por Rocha (1966). Métodos semelhantes tinham sido utilizados, pelo menos, desde 1951, em minas na Bélgica e na região de Lorraine, França (Li & Cornet, 2004). O método consistia em aplicar até 3 entalhes adjacentes com cerca de 1 a 2 metros de profundidade, utilizando uma serra de 600 mm de diâmetro. Aplicando posteriormente nos mesmos uma pressão, através da utilização de macacos planos. As medições de deformação no entalhe, permitiram o cálculo rigidez da rocha com uma precisão anteriormente inatingíveis por quaisquer outros meios, enquanto os medidores de tensão na rocha circundante, permitindo a medida da pressão de cancelamento, a pressão a que o maciço foi devolvido à sua posição original antes de o entalhe ser aplicado. A pressão de cancelamento (ou tensão induzida) foi posteriormente correlacionada com a tensão instalada no maciço. O método foi desenvolvido e calibrado através de ensaios laboratoriais para um único ensaio por Vogler et al. (1976).

Um ensaio com *Small Flat Jack* (SFJ) foi desenvolvido por Rocha et al. (1966), especificamente para medir a tensão *in situ* no maciço. Um único entalhe seria aplicado de forma incremental até uma profundidade de 105, 170 e por último 240 milímetros utilizando uma serra diamantada de 600 mm de diâmetro, enquanto deformações na rocha eram medidas por extensómetros. O entalhe tomou, por conseguinte, a forma de um segmento semicircular, em cada fase uma vez que a profundidade da ranhura foi sempre menor do que o raio de serra. O macaco plano de forma correspondente ao entalhe deve ser introduzido em cada etapa e a pressão aumentada até que o maciço volte à posição inicial, antes da aplicação do entalhe (Figura 19). A pressão de cancelamento seria então utilizada para calcular a tensão *in situ*. Utilizando uma prensa para calibrar o macaco hidráulico plano de pequena dimensão, Rocha et al. (1966) descobriram que o produto entre a pressão do macaco e da sua área de superfície não fora igual à força aplicada, mas ligeiramente superior, concluindo que a pressão não seria inteiramente transmitida na proximidade da borda soldada do macaco plano, portanto, a área efectiva foi ligeiramente menor do que a área do macaco. Poderia também dever-se ao facto de as áreas de rocha em torno das extremidades do entalhe não terem sofrido deformação, tanto quanto no centro. Foi portanto estimado um erro devido a esta correção de $\pm 7, 8$ e 9% para as profundezas de entalhes de 105, 170 e 240 milímetros, respectivamente. O método do macaco hidráulico plano de pequena área não tem vindo a sofrer alterações desde Rocha et al. (1966).

Kuwajima et al. (1991) desenvolveram o método com recurso a um macaco plano de pequenas dimensões, para aplicação a suportes de betão projectado durante a construção do Metro de São Paulo. Usaram uma serra de 360 mm de diâmetro para cortar o betão inserindo posteriormente um macaco plano circular (em forma de meia circunferência). O tamanho do entalhe foi limitado pela natureza ondulada da superfície do betão projetado entre as vigas treliçadas. O entalhe induzido contava com 100 mm de profundidade, com um raio de 178 mm e um comprimento de corda (largura do entalhe na superfície) de 310 mm.

Dois extensómetros com 165 mm de comprimento foram fixados à superfície do betão projectado, cerca de 45 milímetros acima da ranhura. O suporte de betão projectado tinha cerca de 250 mm de espessura, reduzindo aproximadamente em 40% da espessura do revestimento (100 mm/250 mm).

Concluindo, o método de compatibilização da deformação requer calibração e execução cuidadosas, contudo mostra capacidade para estimar razoavelmente a tensão em

betão projetado de revestimentos de túneis, cerca de $\pm 10\%$ de erro associado. Outra desvantagem prende-se com a profundidade da medição ser limitada pela escolha de serra ou o tamanho do macaco plano. Por último o facto de não resultar da melhor forma quando aplicado a suporte relativamente imaturos, em que as tensões instaladas por secagem (diminuição do volume de betão) levam a uma compressão do betão e consequente migração e partilha dessa tensão no aço, o que leva a uma compressão no aço que se liberta quando cortado, levando a um efeito perverso ao esperado no comportamento do suporte quando sujeito ao entalhe. Este fenómeno tende a desaparecer à medida que as tensões internas do suporte devidas à secagem do betão vêm a ser libertadas com a redistribuição de tensões do maciço para o suporte.

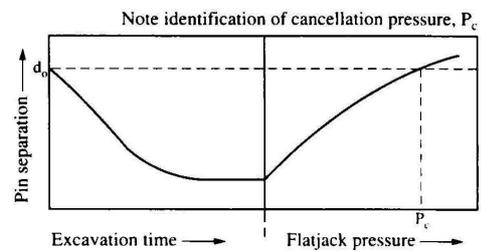
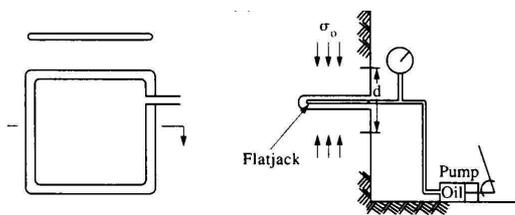


Figura 14 - Flatjack (Nunes, A.L.; 1998)

Figura 15 - Variação da pressão ao longo do tempo (Nunes, A.L. (1998))



Figura 16 – Flatjack (LNEC)



Figura 17 – Extensómetros aplicados na proximidade do entalhe (LNEC)



Figura 18 – Flat Jack aplicado no entalhe (LNEC)

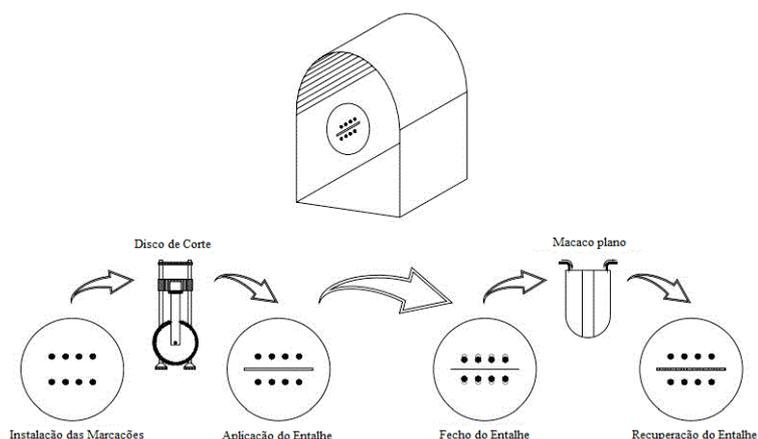


Figura 19 – Processo de aplicação de método recorrente a macacos planos (Maia, 2007)

2.3.5 Análise comparativa de vários tipos de medição de tensão em maciços rochosos

Na Figura 20 podemos constatar, para as metodologias existentes de medição do estado de tensão *in situ*, quais os resultados obtidos de cada uma. No caso dos *Flat Jack*, para que se possa conhecer o estado de tensão total serão necessários pelo menos 3 a 4 ensaios. O mesmo acontece para o fracturamento hidráulico e para os métodos de sobrecarotagem, à excepção dos métodos de carotagem que utilizam células CSIRO, e STT em que num único ensaio consegue-se obter o campo das tensões completo.

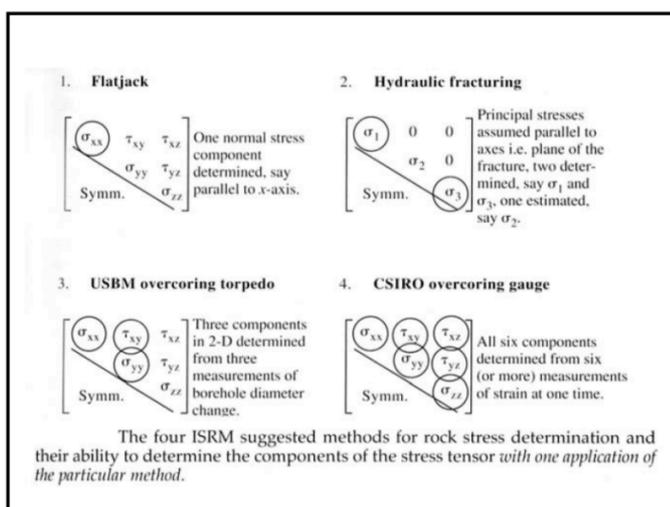


Figura 20- Análise comparativa tendo em conta as componentes de tensão obtidas por método (C. Ljunggren et al. 2003)

2.4 Critério de escolha para a instrumentação

Como base de orientação geral para a escolha de qualquer tipo de instrumentação aplicável a este tipo e obra, deve ter-se em conta os seguintes critérios:

- *Facilidade de Calibração*: a precisão do instrumento verifica-se no momento da sua recepção através de um padrão de unidades, efectuando-se as correções necessárias. A precisão é novamente verificada, depois da sua instalação, devendo também ser verificada periodicamente durante a auscultação e no final desta.
- *Instalação e Manutenção*: estes factores afectam substancialmente o custo, existindo sistemas relativamente simples de instalar e manter como por exemplo, os sistemas portáteis e os que apenas requerem pontos de referência superficial, contudo existem outros sistemas que apresentam dificuldades de instalação, como por exemplo os que requerem sondagens ou pequenas escavações.
- *Recolha e registo de dados*: a recolha de dados deve ser planificada. Os dados podem ser recolhidos e registados manualmente ou automaticamente, directamente ou à distância, e de forma periódica ou contínua. A leitura automática e registo à distância podem ser ligados a sistemas de alarme, verificando-se ser muito útil em situações de perigo ou em situações em que inactividade de comportamento é seguida de instabilidades repentinas.
- *Frequência de Observações/Leituras*: o avanço da construção, tendência dos dados registados e as exigências de interpretação influenciam a frequência de leituras (facto comprovado com o decorrer da obra em estudo). A Auscultação periódica requer-se em todos os casos e a frequência de leituras deve ser incrementada quando as condições em obra são críticas [Cornejo *et tal.*, 1996].

2.5 Sensor Ótico

Na presente secção será apresentado o sensor adotado para o desenvolvimento da metodologia, assim como as suas valências e características que o elegeram.

Os sensores óticos têm um importante papel no controle e monitorização corrente de processos industriais automatizados. Com a natural evolução dessa mesma industrialização surge paralelamente a evolução dos seus meios de produção. Os sensores os óticos de medição de deslocamento são frequentemente utilizados por apresentarem pouca manutenção, longa vida útil, baixo custo e dispensar o contato físico com o objeto a ser detectado. A versatilidade deste tipo de sensores levou a que fossem adotados por diferentes ramos da indústria, desde a indústria aeroespacial, automóvel passando pela informática, onde estes sensores são acoplados às soldadoras CNC⁵ que atualmente permitem a inclusão de vários núcleos de processamento onde antes apenas residia espaço para 1.

Este tipo de sensor possui o emissor e o recetor incorporado no próprio corpo (Figura 21), funcionando através de um elemento reflector. O princípio de funcionamento deste sensor é extremamente fácil de compreender. Um feixe de laser é emitido do seu corpo que por sua vez é recebido no mesmo corpo, depois de reflectido num elemento intermédio.

Algumas vantagens deste tipo de sensor (SICK Group | Sensor Intelligence):

- Cinco diferentes faixas de medição
- Corrente, comutação, tensão ou interface *serial*
- Versões com conector de cabo
- Alta resolução de até 2 μm
- Alta precisão até 20 μm
- Frequência de medição rápida de 2 kHz
- Recetora matriz utilizando tecnologia de ponta CMOS⁶
- Algoritmo de medida para compensar diferentes efeitos de superfície
- A tecnologia de laser para medir as menores distâncias

⁵ Controle Numérico Computadorizado

⁶ Complementary metal–oxide–semiconductor (semicondutor metal-óxido complementar)

- Conceito operacional intuitivo
- Entrada de Multifunções para operação externa
- Indicador de Distância para fácil alinhamento
- Robustez, resistência a ambientes de elevada humidade

Concretamente no caso da metodologia a desenvolver é de relevar a fácil utilização do sensor, a fácil montagem *in situ*, um custo relativamente baixo, o facto de não necessitar de calibração e finalmente a razão que levou à opção por esta tecnologia, a capacidade de medir a distância, estando a 62 mm do reflector o que deixa uma margem de 62 mm para que o equipamento de corte possa aplicar o entalhe enquanto o aparato está já acoplado no suporte.

Com a utilização deste sensor espera-se medir com elevada precisão os deslocamentos associados ao entalhe provocado no suporte de tuneis. Este sensor será aparafusado a um suporte metálico, que por sua vez será colado ao suporte do túnel, no máximo a 62 mm abaixo deste sensor será colada a chapa metálica em perfil L que servirá de elemento reflector, permitindo que a distância relativa entre os dois seja medida através da reflexão do feixe laser. A distância inicial de 62 mm entre o reflector e o sensor permitirá a passagem da serra diamantada para que o entalhe seja aplicado já com o aparato de medição em funcionamento, podendo a medição iniciar-se no momento exacto em que a serra deixa de estar no raio de acção do sensor, captando os primeiros instantes de reacção do maciço e suporte, de elevada importância.

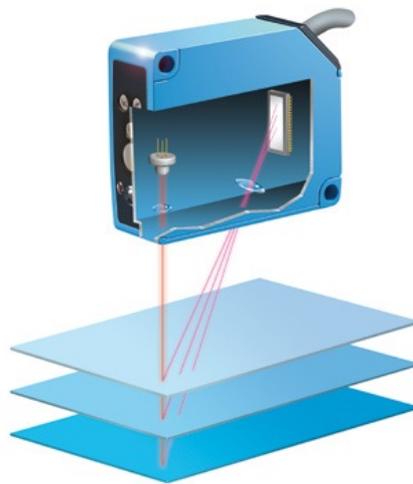


Figura 21 – Sensor Ótico OD value (SICK Intelligence)

2.6 Perspectivas Futuras

Com o exponencial desenvolvimento tecnológico característico do nosso quotidiano, estima-se que a humanidade venha cada vez mais a delegar funções a mecanismos e dispositivos electrónicos. Este fenómeno repercutido nas obras públicas tem dois principais motivos impulsionadores, um será o factor económico, visto o custo da mão-de-obra seguir uma evolução crescente e o factor segurança, visto que a presença de alguns dispositivos electrónicos poderá dispensar a presença humana em locais de risco. Idealmente a redução por completo do risco humano, não só o risco associado à vida do próprio indivíduo, mas o risco da falência das suas capacidades enquanto catalisador de catástrofes. Essencialmente por estes motivos a tendência para dependência tecnológica em obras será uma crescente. Neste sentido urge a busca por otimizações de métodos outrora falíveis, em que a adopção de meios tecnológicos de maior precisão e confiança os torne rentáveis e competitivos no desenvolvimento actual.

A evolução aponta para que continuem a surgir equipamentos cada vez mais precisos e de menor custo, com melhoria da robustez e fiabilidade, um uso cada vez mais acentuado de sensores inteligentes ou mesmo de novos sensores ou sistemas de sensores.

É importante referir também o interesse na possibilidade de partilha de informação, isto é, a disponibilização dos dados e resultados a diversos utilizadores, devidamente identificados e credenciados para o efeito, em vários locais. Espera-se ainda uma evolução a nível das bases de dados que armazenam toda a informação resultante do sistema de observação, com a criação de bases de dados multimédia que poderão conter dados de observação, desenhos, vídeo, documentos, fotografias, entre outros dados relevantes a uma análise de determinada situação (Sousa, 2001).

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO SISTEMA PROPOSTO

Neste capítulo são abordadas duas fases da modelação numérica.

Na primeira fase, e com o intuito de estudar a grandeza dos deslocamentos a obter e a capacidade de os medir, foi criado um modelo simplificado 2D de um túnel real, onde posteriormente foi simulada a fragilização do suporte através da realização do entalhe, tal como se prevê na metodologia em causa.

A segunda fase da modelação numérica consistiu na simulação dos ensaios laboratoriais por forma a prever resultados dos mesmos e permitir um suporte comparativo para posterior análise crítica. Foram também simulados os diferentes graus de interação maciço/suporte assim como varias profundidades de entalhe, e a comparação dos resultados aquando da aplicação da carga antes ou depois do entalhe, estabelecendo a relação entre o cenário laboratorial e o cenário *in situ*.

Foram portanto definidos provetes para os ensaios laboratoriais, assim como todo o processo de ensaio, mediante os resultados obtidos nos modelos de previsão. Os provetes foram concebidos com dimensões de 0,016 metros cúbicos⁷.

⁷ Comprimento de 0,4m, 0,4m de largura e 0,1metros de espessura

3.1 Modelação numérica do túnel

O modelo numérico que define a situação real em estudo, utilizando a ferramenta de modelação Phase², baseia-se num túnel existente em Lisboa. Essa associação a características de um túnel real permite-nos ter também resultados mais aproximados do expectável em situação real.

O túnel foi modelado através de uma análise plana transversal em estado plano de deformação. É um tipo de modelo simplificado que proporciona bons resultados nos casos em que as características geométricas e estruturais do maciço podem ser consideradas constantes ao longo do seu eixo⁸.

Quanto às condições de fronteira, as extremidades laterais foram modeladas como apoios simples, restringido os movimentos na horizontal, permitindo desta forma o assentamento livre do terreno, embora contemplando a continuidade no desenvolvimento segundo a horizontal. Na fronteira inferior foram adotados apoios duplos, simulando a continuidade do maciço (Figura 22).

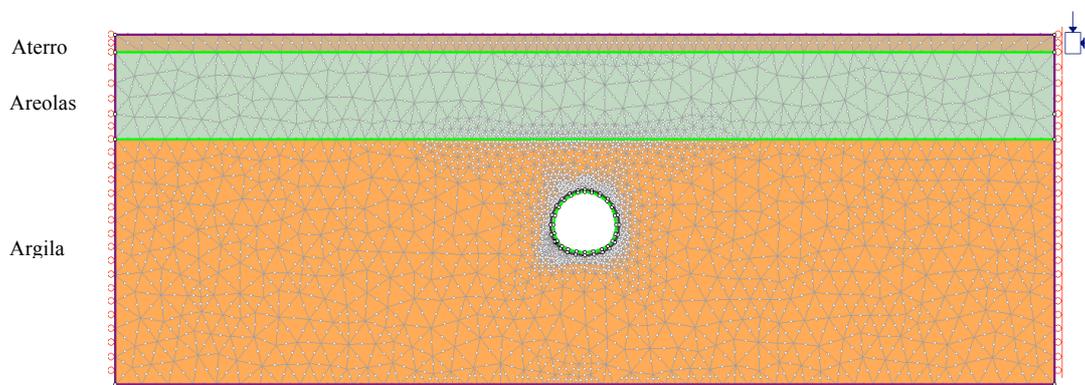


Figura 22 - Apresentação gráfica do modelo

A seção de término do túnel da estação da Alameda no circuito metropolitano de Lisboa está localizada a uma profundidade média de 22 metros, tendo um diâmetro médio aproximadamente de 9 metros. O maciço em que este está inserido é composto por 3 estratos, uma camada superficial de aterro com 2,5 metros de espessura, seguida de uma camada de Areolas da Estefânia com 12 metros e finalmente o maciço terroso composto por Argila dos

⁸ Ao longo do desenvolvimento longitudinal do túnel

Prazeres com uma espessura mínima de 7 metros acima da abobada sendo considerada até uma profundidade total de 34 metros (Figura 23) (Moreira, Carlos M. C. & Almeida e Sousa, J., 2000).

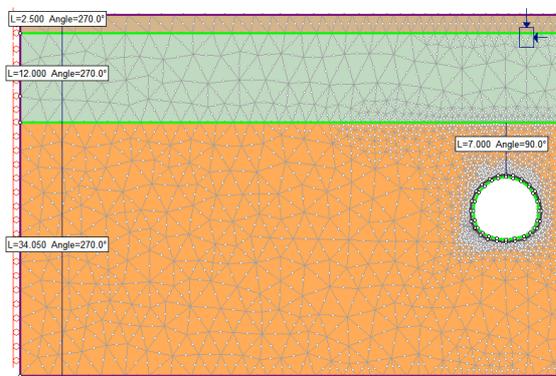


Figura 23 - Referência às camadas constituintes do maciço terroso

O suporte foi modelado como um intervalo físico entre fronteiras materiais, onde se alojou o betão projetado (Figura 25 a Figura 27). Embora o programa em causa seja dotado de uma ferramenta de simulação de suportes de túneis (*Linner*), não foi utilizada tendo em consideração o facto de não permitir a simulação do entalhe⁹. A solução das fronteiras delimitadoras no betão projectado permitiu criar o entalhe através da modificação da fronteira interior (sob orientação radial).

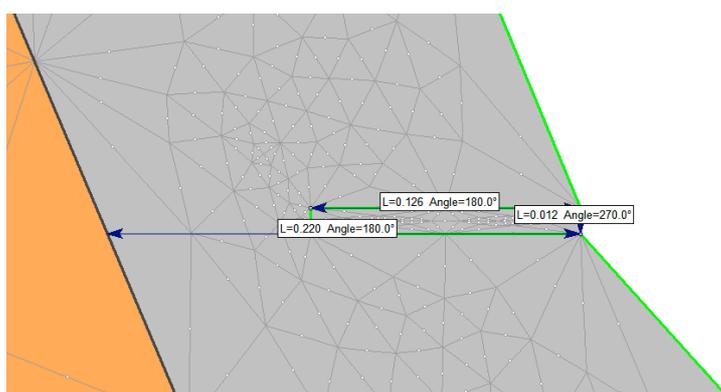


Figura 24 - Pormenor das dimensões do suporte e entalhe

O entalhe induzido tem uma profundidade de 12 centímetros aproximadamente (Figura 27) numa espessura total do suporte de 20 centímetros, levando a uma redução da seção do

⁹ Contudo foi criado paralelamente um modelo com Linner para verificar a conformidade das tensões e deslocamentos ao longo de desenvolvimento do modelo.

suporte, e consequente fragilização de aproximadamente 60%. Por uma questão de precisão nos resultados, à malha de elementos finitos criada automaticamente pelo Phase², (RockScience)¹⁰ constituída por elementos finitos triangulares de 6 nós, foi aplicado um refinamento e adensamento na zona abrangente ao entalhe (Figura 25 e Figura 26).

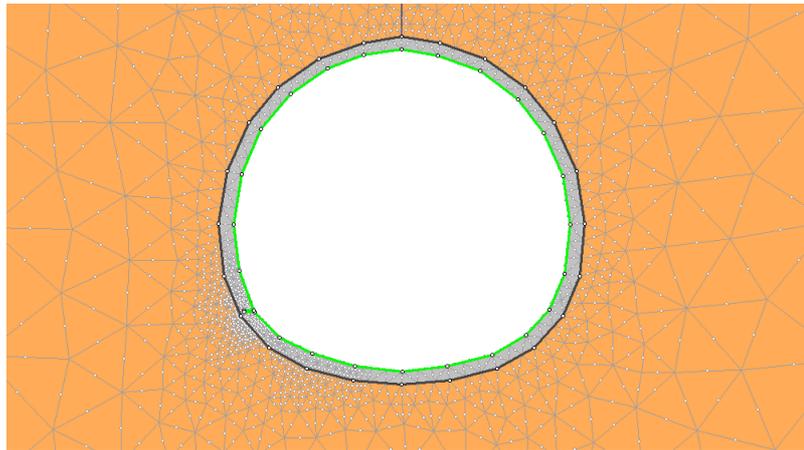


Figura 25 - Visão geral do suporte com entalhe

A constatar a densidade acrescida da malha definida no hasteal¹¹ onde será aplicado o entalhe, zonas suscetíveis a de tensões mais elevadas, como será demonstrado posteriormente.

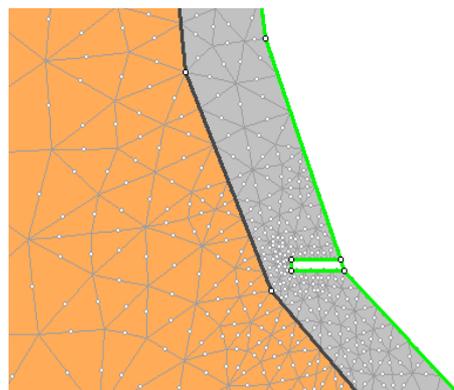


Figura 26 - Pormenor do entalhe no hasteal

¹⁰ Programa de análise de elementos finitos

¹¹ Partição do suporte onde será aplicado o entalhe

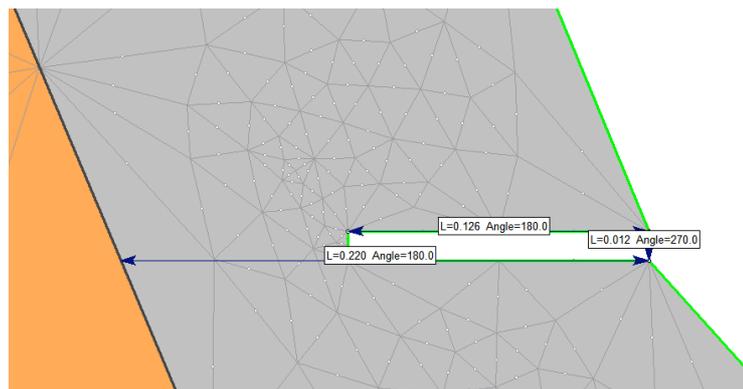


Figura 27 – Pormenor das dimensões do suporte e entalhe ¹²

3.1.1 Definição das características físicas e mecânicas dos materiais

Nas Tabela 3 a Tabela 6 apresentam-se as características físicas e mecânicas das formações envolvidas e utilizadas na modelação numérica.

Tabela 3 - Propriedades do aterro

Peso volúmico	18 KN/m ³
Módulo de deformabilidade	20 MPa
Coefficiente Poisson	0.25
Crítério de rotura	Mohr-Coulomb
Angulo de atrito de pico	30°
Coesão de pico	0 MPa
Comportamento do Material	Plástico
Angulo de dilatância	0 °
Angulo de atrito residual	30 °
Coesão residual	0 MPa

Tabela 4 - Propriedades das Areolas da Estefânia

Peso volúmico	20.5 KN/m ³
Módulo de deformabilidade	49.9 MPa
Coefficiente Poisson	0.25
Crítério de rotura	Mohr-Coulomb
Angulo de atrito de pico	40°
Coesão de pico	20 MPa
Tipo de Material	Plástico
Angulo de dilatância	0 °
Angulo de atrito residual	40 °

¹² Note-se a densidade da malha na zona do entalhe

Coesão residual	20 MPa
Módulo de deformabilidade variável com profundidade	
Módulo na altura referencia	49.9 Mpa
Altura de referência	46.05 m
Declive	8.6 MPa/m

Tabela 5 - Propriedades da Argila dos Prazeres

Peso volúmico	21 KN/m ³
Módulo de deformabilidade	100 MPa
Coefficiente Poisson	0.49
Critério de rotura	Mohr-Coulomb
Angulo de atrito de pico	0 °
Coesão de pico	0.191 MPa
Tipo de Material	Plástico
Angulo de dilatância	0 °
Angulo de atrito residual	0 °
Coesão residual	0.191 MPa
Módulo de deformabilidade variável com profundidade	
Módulo na altura referencia	100 Mpa
Altura de referência	34.05 m
Declive	6 MPa/m
Dependência da Coesão em profundidade	
Coesão na altura de referência (pico)	0.191 MPa
Coesão na altura de referência (residual)	0.191 MPa
Altura de referência	34.05 m
Declive (pico)	0.01667 MPa/m
Declive (residual)	0.01667 MPa/m

Tabela 6 - Propriedades do betão projectado (BRFA):

Carregamento inicial nos elementos	Estado de tensão e peso próprio
Peso volúmico	24 KN/m ³
Tipo de elasticidade	Isotrópico
Módulo de Young	30000 MPa
Coefficiente Poisson	0.3
Critério de rotura	Mohr-Coulomb
Tensão resistente	5 MPa
Angulo de atrito de pico	45 °
Coesão de pico	15 MPa
Tipo de Material	Plástico
Angulo de dilatância	0 °
Angulo de atrito residual	35 °
Coesão residual	10.5 MPa

Após as verificações do modelo, nomeadamente verificações de tensões verticais e deslocamentos à superfície, foram acrescentadas três fases, a primeira relativa à escavação do túnel, a segunda após a colocação do suporte, ficando a terceira reservada ao cerne deste estudo, o entalhe no suporte (situado no hasteal esquerdo, como posteriormente será demonstrado).

Estado de tensão

O estado de tensão adotado depende apenas da força gravítica, onde o ponto de referência coincide com a superfície no modelo. Os coeficientes de impulso adotados foram 0,8 tanto na direção do plano como perpendicularmente ao mesmo.

Load Split

O programa possui uma ferramenta que nos permite definir factores de alívio para cada fase previamente definida.

Tendo em conta o objectivo de recriar a situação em que o suporte é aplicado após desconfinamento parcial¹³ do maciço, foi utilizada a função *Load Split*¹⁴. Admitiu-se que no momento em que se faz a fragilização do suporte, o desconfinamento já se deu na totalidade, simulamos uma obra onde os esforços já sofreram todo o processo de estabilização após escavação. Este factor embora intrínseco a cada obra, tem uma importância de relevo superior para a nossa metodologia, visto ditar a quantidade de esforço a que o suporte de betão estará submetido. Neste caso optou-se por uma distribuição entre fases como o ilustrado na Tabela 7.

Tabela 7 - Parâmetros adotados para o Load Split

Condições iniciais	0%
Escavação	30%
Suporte	70%
Entalhe	0%

Para obter um load split coerente com a situação foram calculadas as curvas de sustentação do suporte através de uma análise axissimétrica.

¹³ Redistribuição de esforço presente no maciço, entre escavação e aplicação do suporte

¹⁴ Factor de alívio

Com esta distribuição de carga ao longo das fases pretendemos simular uma situação em que o desconfinamento do maciço é realizado maioritariamente enquanto o suporte está já instalado. O restante desconfinamento terá lugar na fase antecedente à instalação do suporte. Na fase de entalhe não está contemplado desconfinamento do maciço, simulando assim um caso em que o desconfinamento já teve lugar nas fases anteriores.

Verificação dos valores máximos e mínimos de deslocamentos espectáveis em obra

Além deste caso, foram estudados dois casos extremos com o propósito de balizar deslocamentos máximos e mínimos no entalhe, dependendo do desconfinamento registado no maciço. Além deste propósito, a partir da primeira simulação foi possível fazer a verificação das tensões verticais em vários pontos, assim como a constatação dos deslocamentos verticais aceitáveis à superfície¹⁵, com vista a validar o modelo.

Como referido foram estudadas para além da situação base, duas situações limite quanto ao desconfinamento do maciço, nomeadamente o desconfinamento total na altura da escavação (1) e o desconfinamento total depois da colocação do suporte (2). Estas situações simulam condições extremas de colocação imediata ou desfasada no tempo do suporte e balizam os esforços expectáveis no suporte e consequentemente os deslocamentos extremos no entalhe.

Seguem os resultados do estudo prévio dos deslocamentos associados a cada caso de desconfinamento.

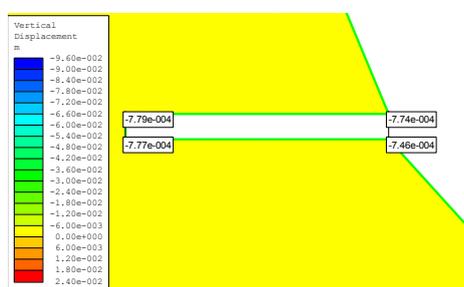


Figura 28 - Deslocamentos associados à colocação desfasada do suporte (1)

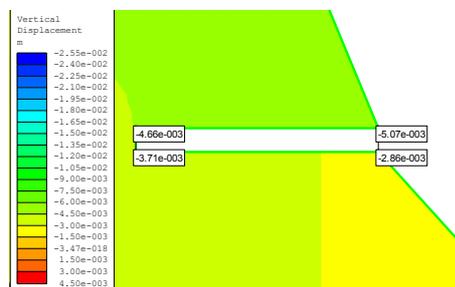


Figura 29 - Deslocamentos associados à colocação imediata do suporte (2)

¹⁵ Deslocamentos verticais da ordem do milímetro

3.1.2 Análise comparativa

Tabela 8 - Análise comparativa dos resultados obtidos para os dois casos do estudo prévio

	Ponto superior (mm)	Ponto inferior (mm)	Diferencial (mm)
Desconfinamento 1	-0,77374	-0,74563	0,027
Desconfinamento 2	-5,0696	-2,8636	2,210

Como podemos constatar da análise da Tabela 8 o deslocamento associado ao caso desfavorável é cerca de dez vezes superior ao caso favorável. Portanto neste caso o sistema de medição que teríamos de associar à metodologia deveria estar capacitado de leitura entre a centésima de milímetro e o centímetro por exemplo.

3.1.3 Estudo do modelo numérico do túnel

Concluído o modelo, foi executado a ferramenta de cálculo no Phase² e obtiveram-se os resultados apresentados de seguida:

Análise global das tensões máximas (σ_1):

Nas Figura 30¹⁶ e Figura 31 apresenta-se a evolução das tensões principais máximas no modelo.

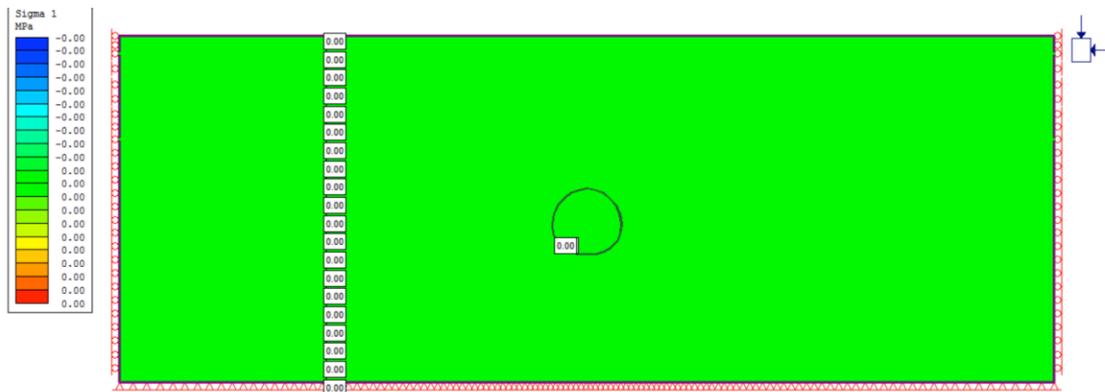


Figura 30 - Tensões σ_1 nas condições iniciais

¹⁶ Embora as tensões iniciais não sejam coerentes, estes valores devem-se ao facto de ter sido definido um factor de alívio nulo para a primeira fase, de forma a majorar o factor de alívio nas fases seguintes.

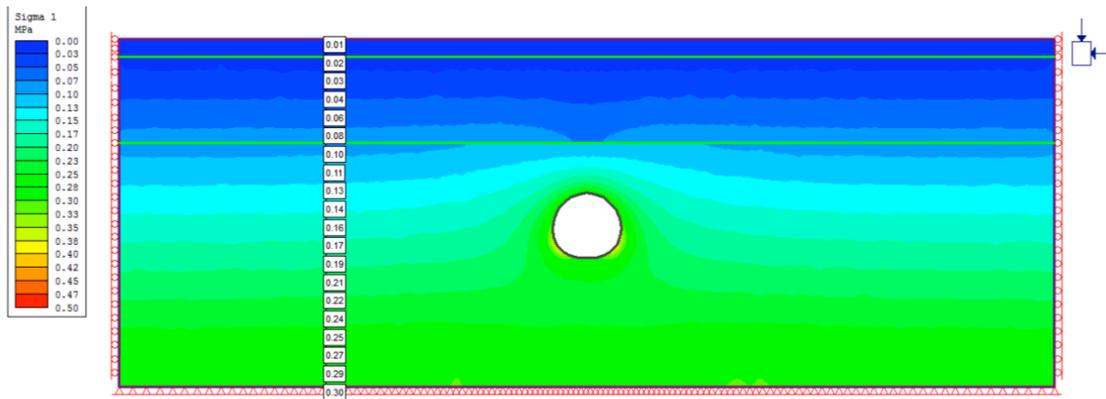


Figura 31 - Tensões σ_1 na fase de escavação

Na Figura 32 está patente a maior concentração de tensões nos hasteais. Daqui podemos concluir que são os hasteais, as zonas mais adequadas á aplicação da metodologia¹⁷, levando a uma maior possibilidade de sucesso na medição de deslocamentos.

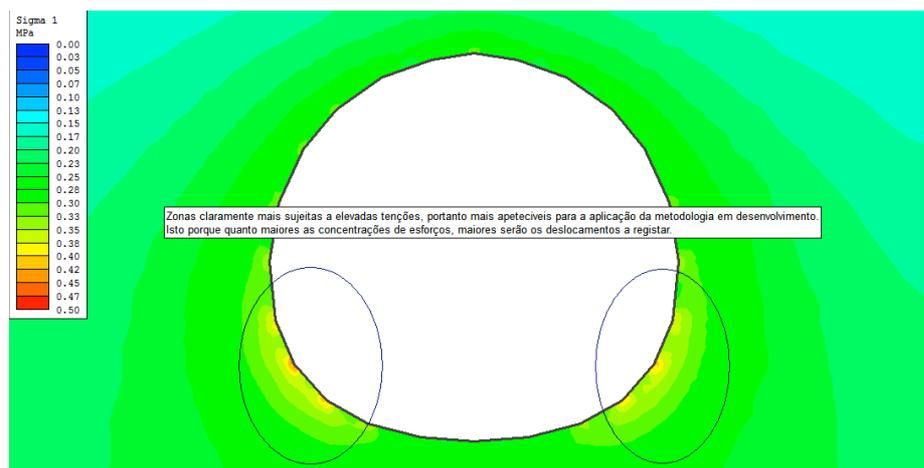


Figura 32 - Identificação das zonas mais adequadas à aplicação do entalhe

De notar um pequeno agravamento dos esforços no hasteal esquerdo face ao hasteal direito. Este agravamento prende-se com a diferença na malha de elementos finitos, que na zona do hasteal esquerdo foi previamente densificada como descrito anteriormente.

¹⁷ Aplicação do entalhe, fragilizando o suporte na zona mais suscetível a esforços e consequentemente deslocamentos relacionados com o fecho do entalhe

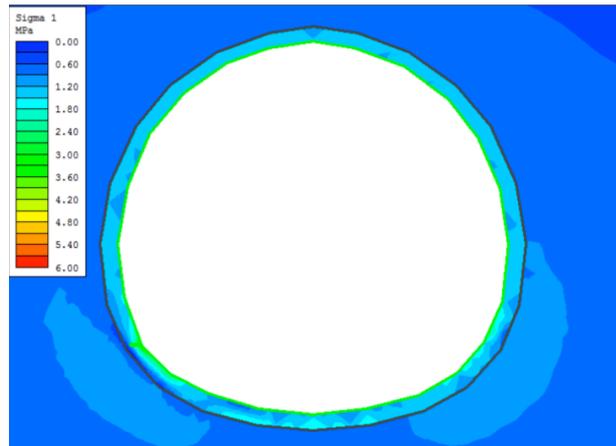


Figura 33 - Tensões na aplicação do suporte

Como se pode comprovar na Figura 33, o suporte está claramente a desempenhar um papel fulcral na sustentação de esforços transmitidos pelo maciço, muito em parte devido ao alívio de cerca de 70% dos esforços do maciço, resultantes da escavação, apenas após a fase da instalação do suporte¹⁸. Após a aplicação do entalhe houve uma grande redistribuição de esforços no suporte, como se constata pelas tensões instaladas no mesmo. Esta redistribuição levou a uma concentração de esforços de compressão na zona mais próxima do entalhe (Figura 34). Esta redistribuição de esforços claramente será traduzida em deslocamentos na zona em causa, como se pode constatar na análise da Figura 37 e Figura 38.

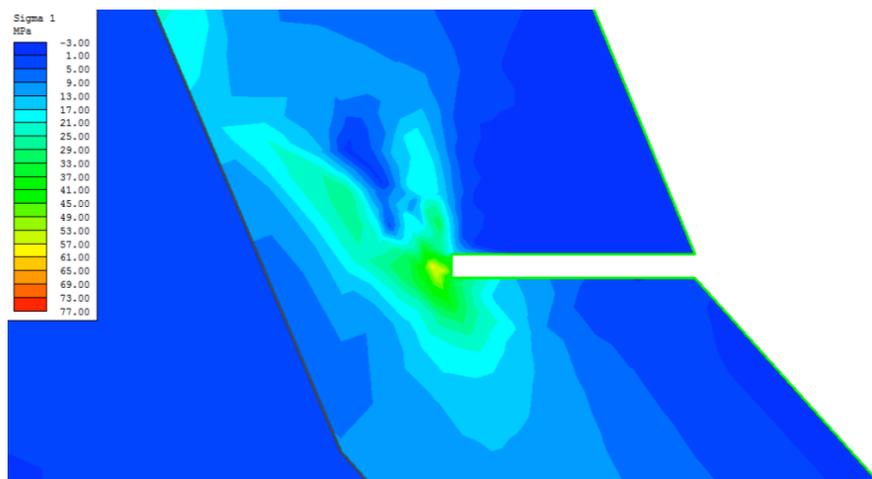


Figura 34 - Aplicação do entalhe

¹⁸ Este alívio foi definido anteriormente com o Load Split

Analisando tensões principais (σ_1):

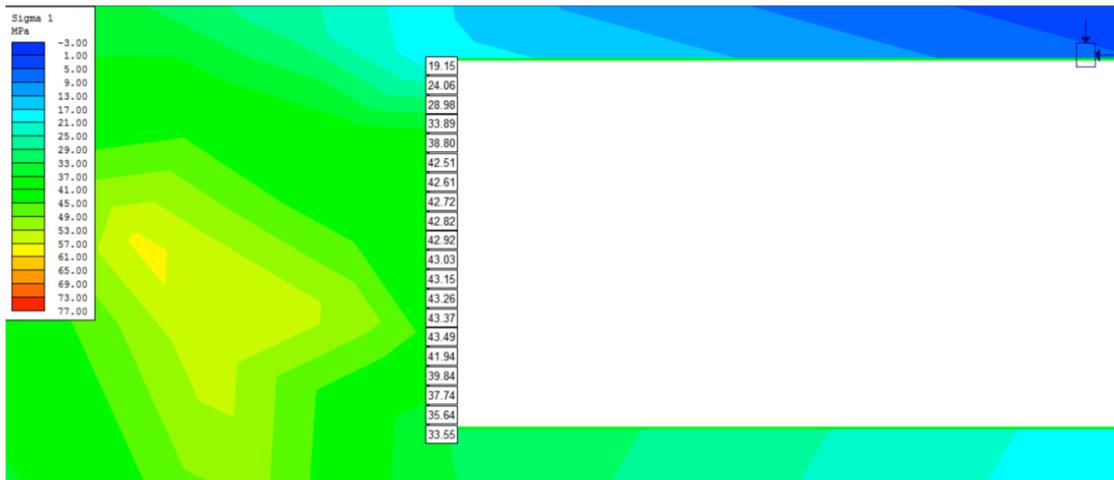


Figura 35 Verificação da tensão σ_1

Tendo em conta as características do betão definido, e comparando com a tensão registada de 43,49 MPa, ocorrerá certamente rutura por esmagamento do betão na zona de maior profundidade do entalhe conduzindo a um comportamento não linear do mesmo.

Análise das tensões principais mínimas (σ_3):

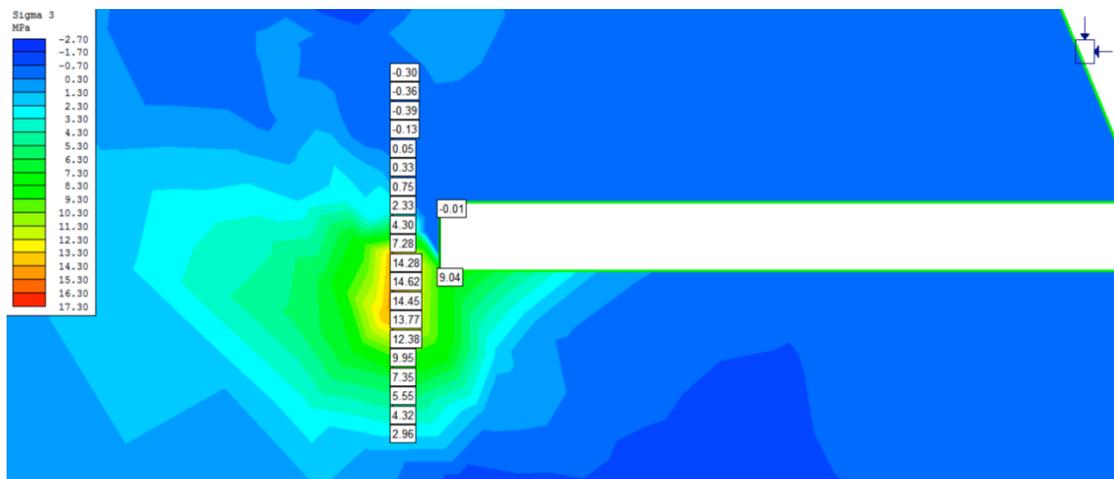


Figura 36- Verificação da tensão σ_3

Da análise da tensão principal horizontal (Figura 36), podemos concluir que não têm uma relevância significativa no contexto, mesmo registando-se trações na zona imediatamente acima do entalhe, que sendo da ordem apresentada não levarão à rutura do suporte por tração.

Analisando os deslocamentos verticais (δv):



Figura 37 - Verificação dos deslocamentos verticais no suporte

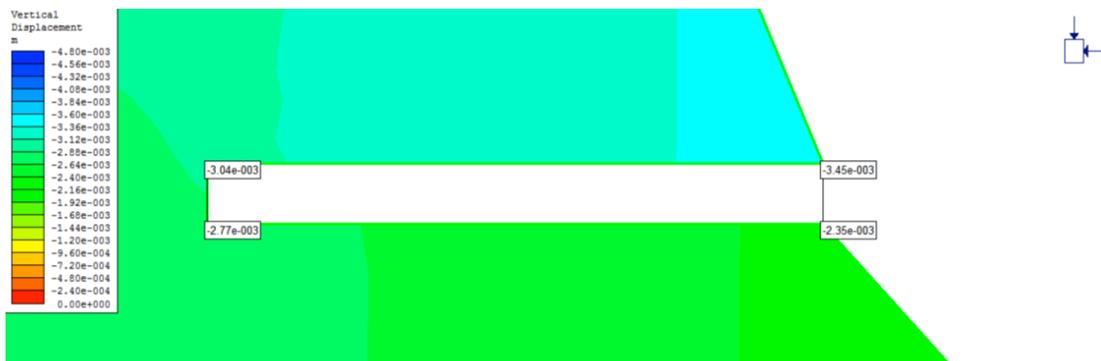


Figura 38- Verificação dos deslocamentos verticais na fase do entalhe

Tendo em conta o facto dos deslocamentos medidos serem no mesmo sentido (descendente, devido ao assentamento geral do túnel), o deslocamento relativo é a diferença dos dois.

Deslocamento relativo, entre as duas extremidades do entalhe¹⁹:

$$-3,45 \times 10^{-3} - (-2,35 \times 10^{-3}) = -1,1 \times 10^{-3} \text{ m} = 1,1 \text{ mm} \quad (3.1)$$

¹⁹ Após a aplicação do entalhe

Este será o deslocamento relativo entre as duas extremidades do entalhe na fase final, ao que temos de subtrair o deslocamento relativo da fase anterior, proveniente da extensão do betão, quando submetido ao esforço da sustentação do maciço.

Deslocamento relativo, entre as duas extremidades do entalhe²⁰:

$$-2,26 \times 10^{-3} - (-2,25 \times 10^{-3}) = -0,01 \times 10^{-3} \text{ m} \quad (3.2)$$

Deslocamento relativo final:

$$-1 \times 10^{-3} - (-0,01 \times 10^{-3}) = 0,99 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,99 \text{ mm} \quad (3.3)$$

O sinal negativo (-) remete para a aproximação das duas faces, o que nos leva a um deslocamento diferencial em aproximação de 990 μm . Tendo em conta este deslocamento e a precisão do sensor (15 μm) que será adotado, ter-se-ia neste caso um erro relativo máximo \approx 1,515%, o que significa que os deslocamentos seriam mensuráveis, e com baixo erro associado à sua medição. O deslocamento obtido situa-se enquadrado entre os deslocamentos máximos e mínimos espectáveis:

$$0,027 \text{ mm} \leq 0,99 \text{ mm} \leq 2,21 \text{ mm} \quad (3.4)$$

²⁰ Antes da aplicação do entalhe

Desta análise do modelo 2D podemos balizar a grandeza dos deslocamentos a medir, estando à partida num valor mínimo de 0,02 milímetros e num máximo próximo de 3 milímetros.

Tendo em conta que foi feita uma análise 2D, extrapolando linearmente para a situação real não a traduz na perfeição a situação 3D, porque neste modelo está associada uma fragilização contínua do túnel, ao passo que na metodologia será efectuada apenas uma fragilização pontual, portanto temos uma fragilização simulada em 2D muito superior aquela que irá surgir na realidade, o que se traduz num deslocamento provavelmente superior no modelo 2D.

Outros pontos a ter em consideração serão a heterogeneidade dos materiais, que nunca é perfeitamente contemplada numa situação de modelação numérica as condições de confinamento do maciço e o grau de interação maciço-suporte (neste caso modelou-se uma ligação perfeita maciço-suporte). O facto de os critérios de rutura estarem mais vocacionados para maciços terrosos e rochosos, e não para simular perfeitamente o comportamento do betão, esperam-se também algumas disparidades. De todas as condicionantes, estas serão efetivamente aquelas que poderão causar mais constrangimentos e disparidades nas medições.

Este processo serviu meramente para balizar os deslocamentos a medir, levando a uma escolha mais assertiva dos dispositivos de medição a utilizar. Verificou-se que para um caso real os deslocamentos existentes no suporte por realização do entalhe preconizado pela metodologia proposta seriam mensuráveis com dispositivo relativamente simples e com precisão aceitável.

3.2 Verificação Numérica da Viabilidade da Metodologia Proposta

3.2.1 Introdução

Nesta seção foram simulados numericamente provetes, sob diversas condições com o intuito de definir as condições de realização do ensaio experimental. Esta seção engloba dois pontos delineados e distintos entre si. Um ponto inicial onde foram criados modelos

numéricos de simulação das três diferentes situações de interação maciço-suporte, fomentando uma melhor sensibilidade e poder de análise. Num segundo ponto foi simulado a campanha experimental, que consiste no teste de três provetes com características idênticas à exceção da profundidade dos entalhes, com dois, quatro e seis centímetros respectivamente. Esta segunda seção além de nos fornecer dados previsionais da campanha experimental, irá permitir uma posterior análise comparativa entre o modelo numérico e ensaio laboratorial, onde poderemos analisar diferenças nos comportamentos, cargas máximas resistentes, deslocamentos máximos obtidos e até comparar curvas força/deslocamento.

3.2.2 Análise e simulação preliminares

Como variáveis relevantes na definição do modelo salientam-se as dimensões do provete, as dimensões do entalhe (fragilização), carregamento a aplicar, o tipo de betão e as suas características mecânicas (com características similares às usadas em obras de túneis) e por fim as condições de apoio a simular no ensaio. As dimensões do provete foram definidas tendo em conta as características da prensa a utilizar em laboratório, considerando que a carga máxima admissível na célula de carga mais adequada será de 1000 kN, com vista a obter um bom compromisso carga aplicada/tensões instaladas, a área inicial de corte (sem entalhe) foi imposta como $0,04 \text{ m}^2$ ⁽²¹⁾, levando à instalação de tensões perfeitamente aceitáveis (cerca de 25 MPa no provete intacto, para carregamento de 1000 kN). Quanto ao tipo de betão, tendo em conta o nível de esmagamento aquando da fragilização e o tipo de betão vulgarmente utilizado neste tipo de suporte, foi adotado um BRFA C25/30 com 30 quilogramas de fibras por metro cúbico ($Q_f=30\text{kg/m}^3$). Respeitante ao entalhe aplicado foi seguida a linha de fragilização tomada na simulação da seção do túnel, onde se fixou nos 60%, de forma a prover deslocamentos mensuráveis. Desta forma o entalhe no provete terá 6 centímetros de profundidade (6 centímetros em 10 de espessura total do provete). Foram ainda criados outros dois ensaios que visam uma perspectiva mais alargada, assim como dotar-nos de dados para um melhor poder crítico e analítico. Esses provetes terão 2 e 4 centímetros de profundidade. Desta forma poderemos também correlacionar a profundidade do entalhe com o comportamento do provete.

²¹ $0,04=0,4*0,1$ = Comprimento*largura = área de corte do provete = Seção transversal

Tendo em conta os diferentes tipos de interação maciço-suporte foram criados modelos para caracterizar essas distintas situações, com vista a uma posterior análise crítica e comparativa entre os diferentes modelos numéricos. Foram portanto simulados inicialmente três modelos distintos no que toca ao grau de interação maciço-suporte:

1. Interação perfeita - não permite rotação nem deslocamento paralelo do suporte, relativamente ao maciço;
2. Interação limitada - apenas permite deslocamento paralelo ou deslize do suporte, relativamente ao maciço;
3. Interação nula – permissão de rotação²² e deslize do suporte face ao maciço;

Com base na comparação entre os modelos poder-se-á em última instância extrapolar “de grosso modo” resultados de ensaio laboratorial para diferentes tipos de suporte (ao nível da interação).

Como o principal objectivo deste estudo preliminar consistia em comparar os diferentes tipos de comportamento suporte-maciço (para além da profundidade do entalhe), apenas variamos precisamente as condições de apoio numa das faces, no caso, a face oposta àquela que sofre o entalhe, portanto a face em contacto com o maciço. Desta forma as características gerais dos modelos criados estão explícitas na Tabela 9.

Tabela 9 - Características dos provetes

Dimensões do provete	0,016 m ³
Dimensões do entalhe	0,06*0,10*0,01 ²³ m ³
Carga aplicada	250 kN
Características do material	
Peso específico	0,024 MN/m ³
Módulo de elasticidade	30 GPa
Coefficiente de Poisson	0,3
<i>Crítério de rutura</i>	Mohr-Coulomb
<i>Resistência à tração</i>	5 MPa
<i>Angulo de atrito de pico</i>	45°
<i>Coesão de pico</i>	15 MPa
<i>Tipo de comportamento</i>	Plástico
<i>Angulo de dilatância</i>	0°
<i>Coesão residual</i>	10,5 MPa

²² Permitida pelo deslocamento perpendicular do suporte face ao maciço

²³ Dimensões: [profundidade*comprimento*espessura]

Como podemos constatar na tabela acima o critério de rutura usado não é o mais adequado para o tipo de material em questão. Consciente disso foi usado com vista a manter uma coerência entre o modelo do túnel real e os modelos experimentais e por não existir no *software* um modelo de comportamento com consideração de plasticidade respectivo ao betão.

Estes parâmetros foram obtidos inicialmente por comparação com outros tutoriais onde estavam definidas e com sugestão do orientador foram calibradas até ter um comportamento expectável tendo em conta o factor plastificação (plastificar a cerca de 30 MPa por compressão de acordo com a classe do betão). Quanto às características geométricas, traduzem directamente os provetes reais (0,4*0,4*0,1). Embora o Phase 2 não permita a definição da profundidade (dimensão perpendicular ao plano representado), esta foi simulada através da manipulação da carga, tendo em conta que o Phase 2 considera trechos de um metro de desenvolvimento, e o nosso seria apenas de 0,4 metros, o carregamento foi majorado com um factor de escala ($1/0,4=2,5$), equivalendo assim aos carregamentos experimentalmente aplicados.

3.2.3 Análise dos modelos de interação

No estudo de um túnel real, podemos deparar-nos com vários tipos de interação entre o suporte e o maciço em que o mesmo está instalado. Essas interações variam consoante o tipo de suporte, e o grau de solidarização do mesmo com o maciço. Podem ocorrer entre as duas superfícies deslocamentos paralelos entre si, com um atrito associado entre o escorregamento das duas superfícies, pode ocorrer deslocamento perpendicular entre as duas superfícies no qual pode resultar um destacamento do suporte ou uma rotação e existe ainda a possibilidade em que o sistema de solidarização seja tão eficiente que não permita qualquer tipo de deslocamento, que resulta de um sistema suporte-maciço perfeitamente solidário.

Desta forma foram simuladas estas três distintas situações com vista a obter uma relação entre os diferentes tipos de interação e a sua influência no fecho do entalhe. De forma a traduzir com a maior fidelidade o caso de estudo, foram criadas três etapas de estudo para cada modelo de interação. Uma primeira em que apenas temos definidas as condições iniciais, na segunda fase será aplicada a carga de ensaio no topo do provete e finalmente na terceira

fase será imposto o entalhe nos provetes que levará posteriormente ao nosso objecto de estudo, o deslocamento medido no fecho do mesmo.

1. Interação perfeita

No caso da interação perfeita, que remete para uma situação em que o suporte não sofre qualquer tipo de deslocamento tangencial em relação ao maciço, o modelo é discretizado ao nível dos apoios, por apoios duplos na base e na face esquerda na zona de betão, ao nível da placa de metal foram aplicados apoios de roletes com vista a restringir apenas deslocamentos horizontais, com vista a homogeneizar os deslocamentos impostos na face superior do provete.

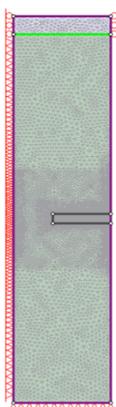


Figura 39 - Modelo com interação perfeita

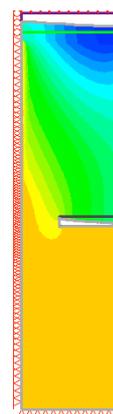


Figura 40 - Disposição geral dos deslocamentos após carregamento e entalhe

Na definição do modelo numérico, foi criada uma seção com 0,1 metro de espessura e 0,4 metros de altura, sendo que o desenvolvimento se prende à dimensão não representável. Para simular o entalhe a efectuar nos provetes foi criada uma fronteira concomitante com a zona limítrofe ao entalhe, de 1 centímetro de espessura e de profundidade variável consoante o caso de estudo. Na terceira etapa de cada simulação, o material residente no interior dessa mesma fronteira é retirado, simulando assim o entalhe. Como se pode constatar na Figura 39 procedeu-se a uma intensificação da malha na zona circundante ao entalhe melhorando a performance do modelo.

No que respeita aos resultados de uma forma geral observa-se no modelo representado (Figura 40) que os deslocamentos previstos se concentram na parte superior do provete²⁴. De relevar também a disposição dos deslocamentos na zona superior do provete, em que se nota claramente na face esquerda os deslocamentos nulos organizando-se de forma crescente em módulo para a face direita.

Segue-se o estudo pormenorizado da distribuição das tensões instaladas e dos deslocamentos previstos para este modelo.

Análise das tensões principais máximas sigma 1

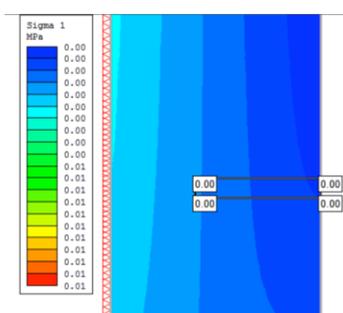


Figura 41 – Tensões iniciais

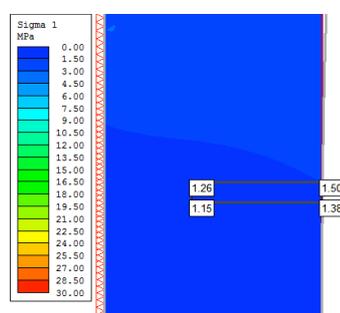


Figura 42 – Tensões após carregamento

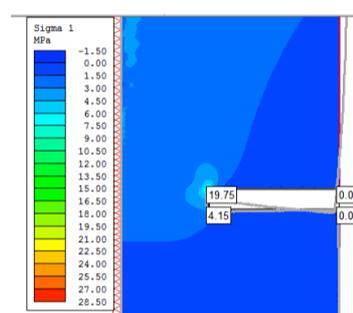


Figura 43 – Tensões após o entalhe

Note-se que na primeira fase (Figura 41), onde o provete está apenas sujeito ao peso próprio e peso da chapa, as tensões são praticamente nulas, embora se note uma distribuição de tensões influenciada já pelas condições de apoio. Na segunda fase, já com o provete sob carregamento, este atinge uma tensão claramente baixa comparativamente à carga aplicada, obviamente restringida pelas condições de apoio (ver Figura 42). Finalmente na fase em que o entalhe é simulado o provete atinge tensões próximas dos 20MPa na zona do entalhe (Figura 43). De realçar a distribuição das tensões nesta ultima fase, onde existe uma clara concentração de tensões na seção reduzida do provete.

Análise dos deslocamentos

²⁴ Imediatamente a partir do entalhe

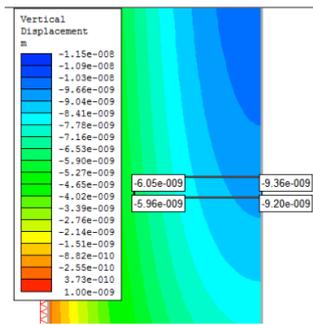


Figura 44 - Deslocamentos iniciais

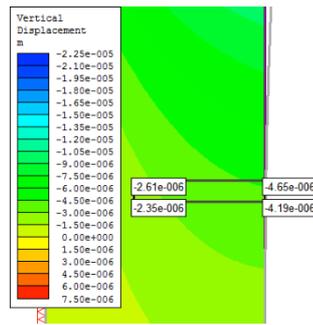


Figura 45 - Deslocamentos após carregamento

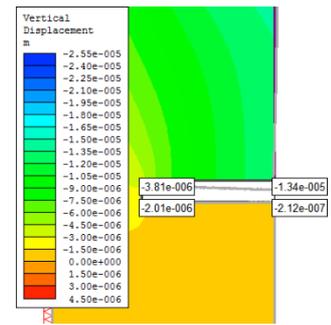


Figura 46 - Deslocamentos após entalhe

Quanto aos deslocamentos apresentados na Figura 44, Figura 45 e Figura 46 seguem o mesmo princípio de distribuição das tensões analisadas, é evidente a influencia das condições de apoio na face esquerda do provete, limitando em larga medida os deslocamentos previstos. Na fase em que o provete apresenta o entalhe os deslocamentos são da ordem da centésima do milímetro, portanto já passíveis de medição pelo sensor ótico, o que nos leva a crer que mesmo numa situação de interação perfeita *in situ* a metodologia em desenvolvimento seria capaz de ler os deslocamentos associados a um carregamento considerável para o suporte.

2. Interação limitada

Na Figura 47 podemos constatar que o modelo é discretizado por apoios duplos na base e roletes na esquerda simulando a possibilidade do deslizamento maciço-suporte, ao nível da placa de metal foram aplicados apoios de roletes com vista a restringir apenas deslocamentos horizontais. Os roletes visam simular o deslizamento entre a parede do maciço e o suporte como sendo um caso extremo, tendo em conta que o atrito natural deste deslizamento não fica contemplado no modelo.

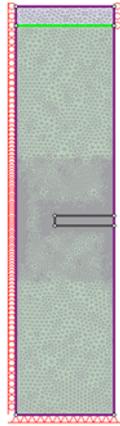


Figura 47 – Modelo com interação limitada

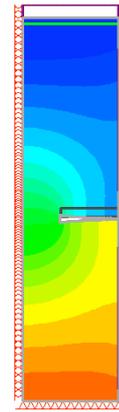


Figura 48 - Disposição geral dos deslocamentos após carregamento e entalhe

Na Figura 48 está presente uma vista geral dos deslocamentos associados ao carregamento e posterior entalhe neste modelo, onde são previstos deslocamentos com uma distribuição muito simétrica entre a parte superior e inferior do provete. Isto deve-se ao facto de os deslocamentos verticais serem permitidos, ao paço que os deslocamentos horizontais, que estariam associados a uma rotação do provete, estarem restritos. Desta forma justifica-se claramente o facto das condições de apoio na face esquerda se traduzirem numa distribuição tão simétrica dos deslocamentos.

Análise das tensões sigma 1

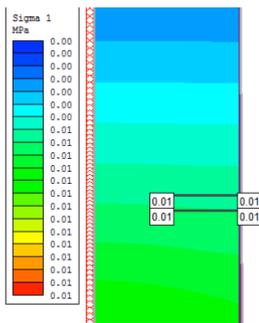


Figura 49 - Tensões iniciais

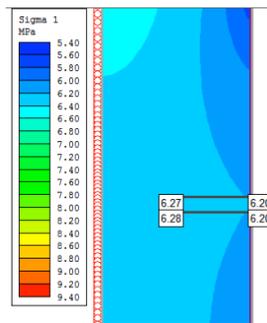


Figura 50 - Tensões após carregamento

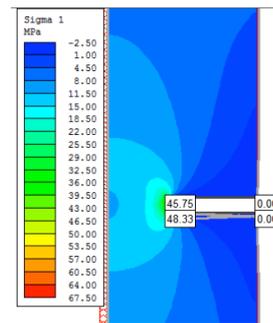


Figura 51 - Tensões após entalhe

Da análise das tensões resultantes neste modelo de interação podemos constatar tensões mais acentuadas de uma forma geral, comparativamente com o modelo de interação total. Na Figura 49 o peso próprio do provete mais o peso da chapa metálica, resulta numa

tensão de 0,01 MPa igualmente distribuída nos pontos susceptíveis de análise no modelo. Após o carregamento a tensão instalada nos mesmos pontos atinge em média os 6,25 MPa, como podemos constatar na Figura 50. Após aplicar o entalhe no provete essas tensões aumentam claramente até próximo dos 50 Mpa (Figura 51), o que resulta certamente num esmagamento da seção reduzida.

Análise dos deslocamentos

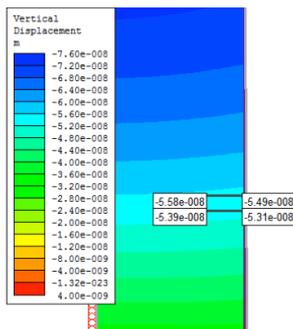


Figura 52 - Deslocamentos iniciais

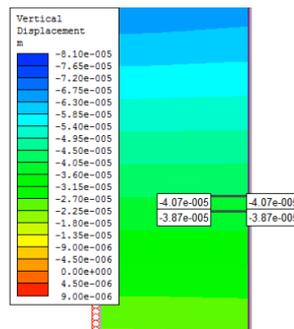


Figura 53 - Deslocamentos após carregamento

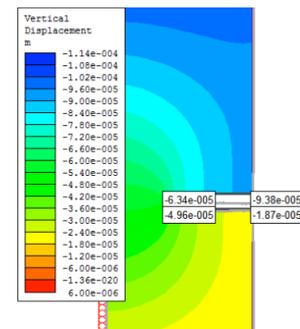


Figura 54 - Deslocamentos após entalhe

Quanto aos deslocamentos apresentados na Figura 52, ainda nas condições iniciais do modelo, são de grandeza muito similar ao modelo de interação total, portanto podemos afirmar que para as condições iniciais o nível de restrição dos apoios pouco influencia os deslocamentos presentes, assim como na fase de carregamento, onde os deslocamentos são ainda de ordem muito similares ao caso anterior (Figura 53). Definitivamente a influencia das condições de apoio tornam-se mais evidentes após o entalhe no provete, como se pode verificar na Figura 54, onde os deslocamentos atingem agora a décima de milímetro, portanto dez vezes superior ao caso simulado anteriormente.

3. Interação nula

O modelo é discretizado por apoios duplos na base, ao nível da placa de metal foram aplicados apoios de roletes com vista a restringir apenas deslocamentos horizontais (Figura 55). Fica portanto assim o modelo livre de restrições horizontais, podendo flectir e transladar como se pode constatar na deformada apresentada na Figura 56.



Figura 55 - Modelo de interação nula

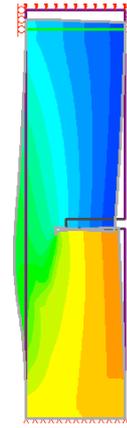


Figura 56 - Disposição geral dos deslocamentos após carregamento e entalhe

Com esta configuração espera-se evidentemente que a rotação se traduza em deslocamentos mais acentuados, assim como uma redistribuição mais eficaz das tensões ao longo do provete.

Análise das tensões sigma 1

Analisando os resultados mais pormenorizadamente pode-se constatar na Figura 57 e Figura 58 que nas duas primeiras fases as condições de apoio continuam a não ter qualquer tipo de expressão nos resultados, visto estar evidente a proximidade das tensões e deslocamentos observados nos três modelos de interações distintas. No caso da terceira fase, em que o provete já conta com o entalhe, é bem evidente o facto de não haver restrições na parede esquerda do provete. Desta forma o provete pôde sofrer rotação, levando a uma melhor distribuição de tensões, o que originou uma concentração menos elevada de tensões presentes na zona do entalhe. Analisando a Figura 59 podemos constatar precisamente essa distribuição de tensões que aparece distanciada da zona do entalhe, vindo a concentrar-se um pouco mais a baixo seguindo a direção da seção reduzida, claramente provocado pela rotação do provete. Assim as tensões acumuladas na zona do entalhe são mais baixas para este caso do que nas anteriores.

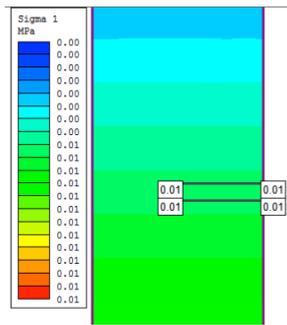


Figura 57 - Tensões iniciais

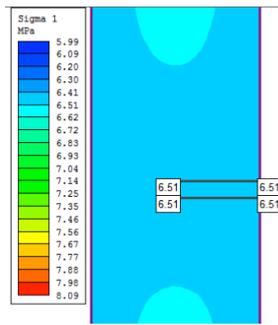


Figura 58 - Tensões após carregamento

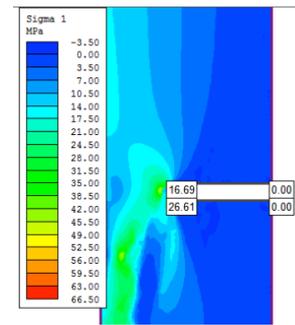


Figura 59 - Tensões após entalhe

Análise dos deslocamentos

Na Figura 60 e Figura 61 constatamos que os deslocamentos continuam a não sofrer influência significativa das condições de apoio nas duas primeiras fases. Porém como seria previsível na terceira fase a capacidade de rotação desta tipologia traduz-se francamente num aumento de deslocamento associado à presença da rotação, como se pode ver na Figura 62, os deslocamentos presentes nesta fase aproximam-se do meio milímetro, cerca de cinco vezes superior ao deslocamento presente no modelo de interação limitada.

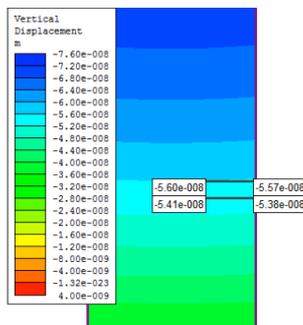


Figura 60 - Deslocamentos iniciais

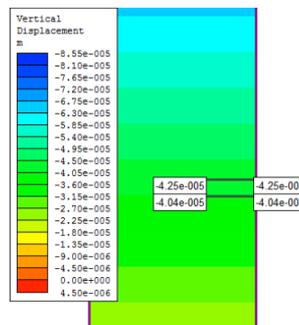


Figura 61 - Deslocamentos após carregamento

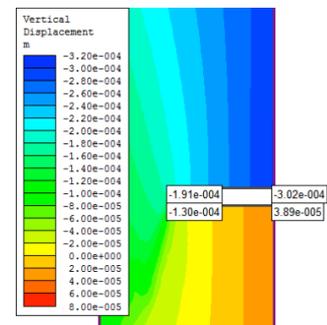


Figura 62 - Deslocamentos após entalhe

Análise conjunta dos três tipos de interação contemplados

Com o intuito de facilitar a percepção dos dados foi feita uma breve análise comparativa, onde podemos facilmente assimilar a influência dos diferentes tipos de interação suporte-macício ao nível das tensões e deslocamentos presentes nas diferentes fases da

modelação. Foram assim definidos pontos de referência ao estudo nos pontos limítrofes do entalhe.

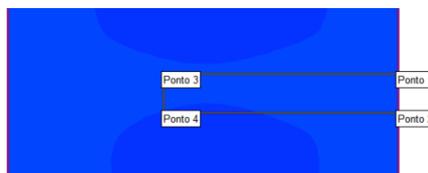


Figura 63 - Identificação dos pontos de referência

Tabela 10 - Análise conjunta dos vários tipos de interação

Modelo	Objecto de estudo	Ponto	Fases do estudo			Deslocamento ²⁵
			Início	Carregado	Fragilizado	
Interação total	Tensões [MPa]	1	0	1,50	0	1,319x10 ⁻⁵
		2	0	1,38	0	
		3	0	1,26	19,75	
		4	0	1,15	4,15	
	Deslocamentos [m]	1	-9,36x10 ⁻⁹	-4,65x10 ⁻⁶	-1,34x10 ⁻⁵	
		2	-9,20x10 ⁻⁹	-4,19x10 ⁻⁶	-2,12x10 ⁻⁷	
		3	-6,05x10 ⁻⁹	-2,61x10 ⁻⁶	-3,18x10 ⁻⁶	
		4	-5,96x10 ⁻⁹	-2,35x10 ⁻⁶	2,01x10 ⁻⁶	
Interação parcial	Tensões [MPa]	1	0,01	6,20	0,00	7,51x10 ⁻⁵
		2	0,01	6,20	0,00	
		3	0,01	6,27	45,75	
		4	0,01	6,28	48,33	
	Deslocamentos [m]	1	-5,49 x10 ⁻⁸	-4,07x10 ⁻⁵	-9,38x10 ⁻⁵	
		2	-5,31x10 ⁻⁸	-3,87x10 ⁻⁵	-1,87x10 ⁻⁵	
		3	-5,58x10 ⁻⁸	-4,07x10 ⁻⁵	-6,34x10 ⁻⁵	
		4	-5,39x10 ⁻⁸	-3,87x10 ⁻⁵	-4,96x10 ⁻⁵	
Interação nula	Tensões [MPa]	1	0,01	6,51	0	3,41x10 ⁻⁴
		2	0,01	6,51	0	
		3	0,01	6,51	16,69	
		4	0,01	6,51	26,61	
	Deslocamentos [m]	1	-5,57 x10 ⁻⁸	-4,25 x10 ⁻⁵	-3,02 x10 ⁻⁴	
		2	-5,38 x10 ⁻⁸	-4,04 x10 ⁻⁵	3,89 x10 ⁻⁵	
		3	-5,60 x10 ⁻⁸	-4,25 x10 ⁻⁵	-1,91 x10 ⁻⁴	
		4	-5,41 x10 ⁻⁸	-4,04 x10 ⁻⁵	-1,30 x10 ⁻⁴	

Analisando comparativamente os três modelos de interação através da Tabela 10 há a salientar o facto de existir certamente esmagamento localizado na zona do entalhe na última fase do modelo de interação parcial, não descorando o facto de as tensões máximas presentes no modelo de interação nula estarem também muito próximas do esmagamento, visto tratar-se

²⁵ Deslocamento relativo à medida da aproximação entre os limites superior e inferior do entalhe

de um BRFA C25/30. Ainda no âmbito das tensões é evidente o facto das tensões máximas atingirem os valores mais elevados na zona superior do provete para a interação total, ao passo que no caso da interação nula se concentram contrariamente na zona inferior do provete.

No que respeita aos deslocamentos será importante estabelecer a relação de grandeza entre as três situações estudadas, onde o diferencial dos deslocamentos²⁶ do último modelo é cerca de 25 vezes superior ao primeiro e cerca de 5 vezes superior ao segundo. Torna-se evidente a influência da interação maciço-suporte e das condições de apoio associadas aos diferentes modelos.

Desta análise comparativa podemos concluir a presença dois tipos de mecanismos de manifestação, a rotação e a deformação axial.

De uma forma geral podemos concluir que os deslocamentos diferenciais (aproximação das extremidades do entalhe) são mais elevados, e por ordem decrescente na interação nula, interação parcial e por último na interação total. Estes resultados seguem a lógica na medida em que quanto maior o nível de interação com o maciço, maior as restrições no provete, e por sua vez menores as manifestações de deformações. No caso da interação parcial, onde a incapacidade de rotação não permite uma eficaz redistribuição de esforços, no que toca às tensões instaladas, estas surgem concentrados na extremidade superior do entalhe, provocando elevadas tensões de compressão. Importante também realçar o facto da não correspondência directa entre tensões instaladas nos pontos críticos e deslocamentos de fecho no entalhe, isto devido ao mecanismo de rotação do provete, que leva uma redistribuição mais dispersa das tensões.

Não se espera que os resultados obtidos sejam perfeitamente fiéis, tendo em conta factores como os inadequados critérios de rotura, efeitos tridimensionais, e de redistribuição de esforços incorrectamente traduzidos no modelo. Outro factor a ter em consideração será o facto do entalhe no modelo ser total (o Phase2 apenas permite simulações 2D, não podendo definir características no plano perpendicular ao presente na área de trabalho), embora que no provete seja parcial. Com vista a isolar este efeito, e concluir acerca da sua participação nos resultados, será testado um provete com um entalhe totalmente prolongado sobre o seu desenvolvimento.

²⁶ O diferencial traduz-se no fecho medido entre as duas arestas do entalhe

Com esta tabela poder-se-á em última instancia extrapolar rudemente resultados através de ensaios laboratoriais, para os diferentes tipos de caso de interações.

3.2.4 Simulação numérica da campanha experimental

Modelo previsionial

Depois desta abordagem contemplando o modelo de interação nula, foram simulados com mais pormenor os ensaios laboratoriais, com vista a estudar a relação carga aplicada/deslocamentos medidos tendo como intuito definir o carregamento a utilizar no ensaio laboratorial. Foram definidos vários casos de estudo com cargas distintas, definidas entre os 10 kN e a carga máxima resistente.

Os provetes serão constituídos pelo mesmo BRFA da classe C25/30 e no que respeita a apoios seguem a simulação do caso de interação nula. De seguida vão ser abordados os vários casos, e tecidos os respectivos comentários. As características físicas para definir o provete quanto ao material constituinte são as mesmas mencionadas anteriormente na Tabela 6.

3.2.5 Provette com entalhe de 2 centímetros de profundidade



Figura 64 - Modelo numérico, 2cm

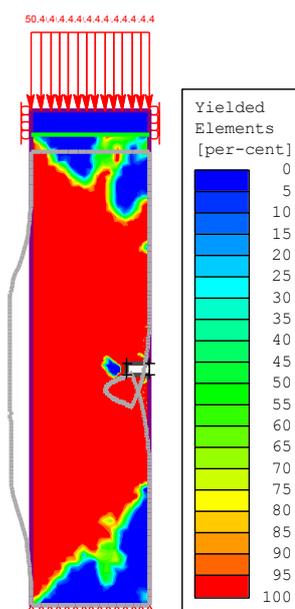


Figura 65 - Deformada e densidade de plastificação, 2cm

O modelo definido para discretizar o provete a ensaiar durante a campanha experimental baseia-se no modelo de interação nula, onde apenas existem restrições no sentido axial, no topo e na base. Na Figura 64 está presente o modelo utilizado para discretizar o provete com entalhe de 2 centímetros de profundidade. Esta simulação resulta num provete com comportamento elastoplástico que culmina com uma rotura com um nível de carga de 800kN, muito próxima do espectável analiticamente visto que o provete se comporta praticamente como simplesmente comprimido, neste caso a profundidade do entalhe não é suficiente para que este sofra uma rotação significativa. Como seria espectável, tendo em conta o critério de rotura, este modelo não consegue traduzir o comportamento após cedência, ou seja, apenas simula o comportamento plástico até à rotura. Nesta simulação prevê-se um deslocamento máximo das extremidades no entalhe de cerca de 0,6 mm. Note-se na Figura 65 o nível de plastificação previsto no provete ao atingir a carga máxima resistente, e a deformada que o mesmo sofrerá.

Deslocamentos versus carregamento

Na Figura 66 está descrita a relação força/deslocamento calculadas pelo modelo definido.

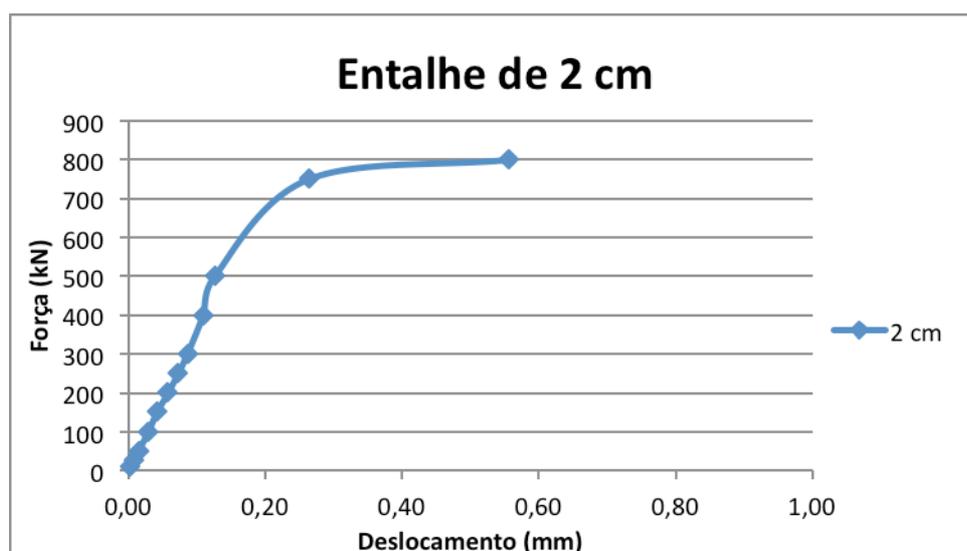


Figura 66 - Deslocamentos previstos

Numa primeira abordagem espera-se uma deformação mais acentuada, embora só depois de uma breve análise se perceba que neste caso o entalhe induzido no provete seja tão superficial que este tem um comportamento praticamente de compressão simples, com um nível de rotação quase inexistente. Isto leva a deslocamentos muito reduzidos a medir no entalhe.

3.2.6 Provete com entalhe de 4 centímetros de profundidade

Na Figura 68 está representado o modelo que deu origem ao estudo do provete com 4 centímetros de profundidade no entalhe induzido, com o mesmo procedimento na construção que o anterior, e a representação do nível de plastificação e modo de rotura do provete quando submetido à carga máxima de rotura (Figura 67 e Figura 68).

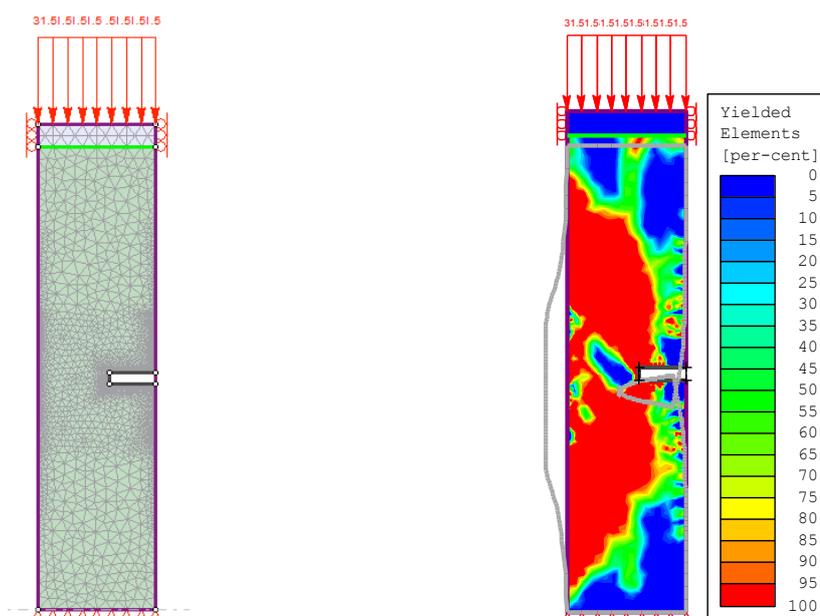


Figura 67- Modelo numérico, 4cm

Figura 68 - Deformada e densidade de plastificação, 4cm

Na Figura 69 está traduzido o comportamento do modelo com 4 centímetros de profundidade no entalhe. Neste modelo estão também presentes de forma explícita as duas fases de comportamento elastoplástico.

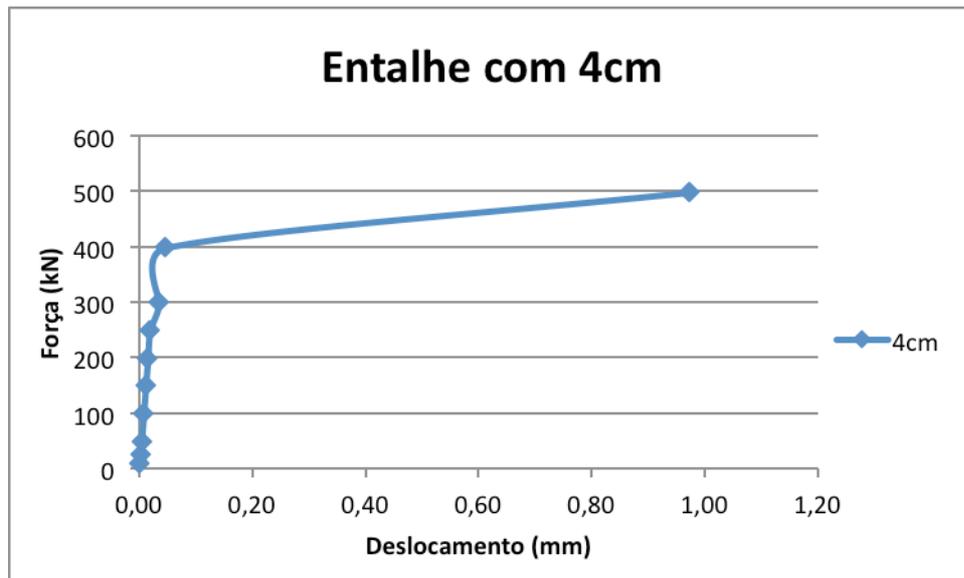


Figura 69 - Deslocamentos previstos

A tensão de cedência do provete neste caso fica um pouco aquém do esperado analiticamente através de um cálculo simplista da resistência associada à área resistente à compressão da seção reduzida (3.5), conclui-se desta forma que para esta profundidade de entalhe já o provete tem um nível de rotação considerável, que por sua vez se reflecte na sua capacidade resistente.

$$\sigma = \frac{N}{A} = N = \sigma \times A = 25000 \times (0,06 \times 0,4) = 600kN \quad (3.5)$$

Esta diferença entre o espectável nesta equação e traduzido no modelo de MEF é facilmente explicável pela rotação. Se pensarmos no caso de uma viga sujeita a momento entende-se que de facto a redistribuição de esforços na seção resistente, leva a uma concentração mais elevada de um dos lados do eixo de simetria, o que aumenta a tensão precisamente nessa zona, levando a uma precoce rotura. Quanto ao deslocamento, é também este muito coerente, embora pareça baixo, apenas 1 milímetro, é já superior ao caso anterior.

3.2.7 Provette com entalhe de 6 centímetros

Na Figura 70 e Figura 71 estão presentes o modelo e a distribuição de plastificação para o último modelo. Observando o modelo numérico, é evidente a elevada profundidade do entalhe, que ultrapassa já os 50% da seção total, isto levará certamente a um decréscimo na carga resistente face aos anteriores modelos, assim como um elevado nível de rotação. Relevante também a menor concentração de tensões e maior dispersão de elementos plastificados face aos modelos já analisados, fortemente relacionado com o grau de rotação superior neste modelo.

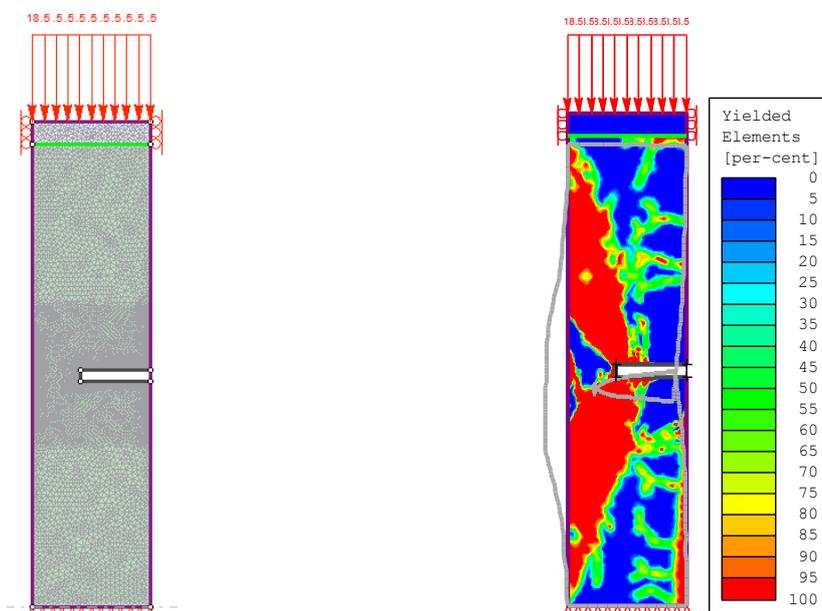


Figura 70 - Modelo numérico, 6cm

Figura 71 - Deformada e densidade de plastificação, 6cm

Como podemos constatar na Figura 72, este acréscimo de rotação previsto traduz-se definitivamente num aumento dos deslocamentos associados ao fecho do entalhe. Tendo em conta que o entalhe tem inicialmente uma espessura de 10 milímetros, no final deste ensaio estaria apenas com 2 milímetros restantes de espessura, a rotação do provete, e provavelmente um maior esmagamento na seção reduzida levariam ao fecho quase na totalidade do entalhe induzido.

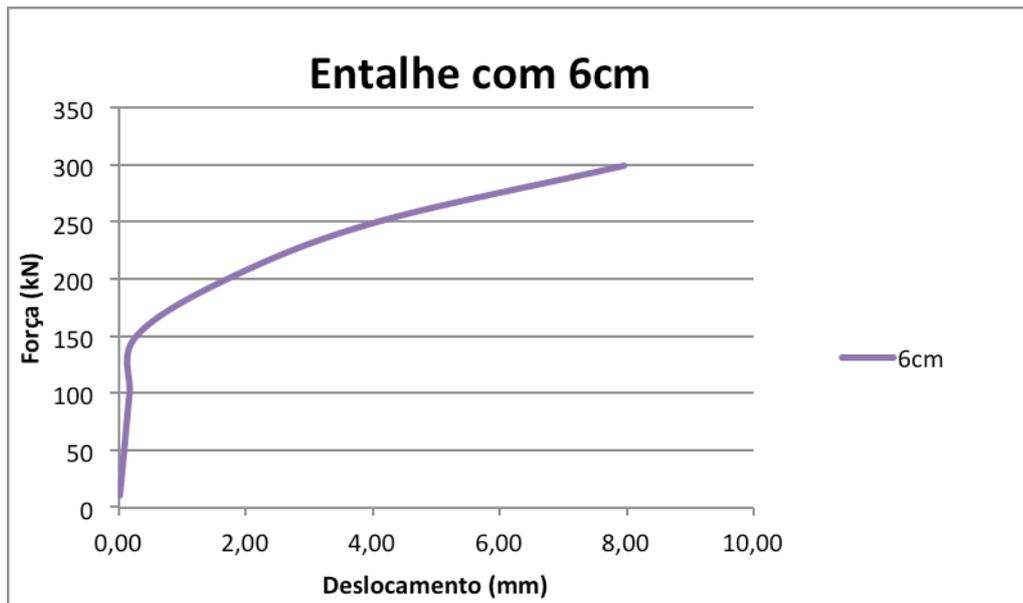


Figura 72 - Deslocamentos previstos

Note-se a proporcionalidade da profundidade do entalhe em relação aos deslocamentos previstos para provetes cuja única variável entre si é precisamente a dimensão do entalhe.

Esta análise permitiu concluir em relação à influência do nível de profundidade dos entalhes aplicados aos diferentes provetes. Como se pôde comprovar, para um entalhe de 2 cm, o provete tem um comportamento muito próximo à compressão simples, isto revela uma baixa influência desta profundidade do entalhe no provete. Nos restantes casos com entalhes de 4 e 6 cm de profundidade a rotação que estes provocam nos provetes à compressão já se evidencia, particularmente no último caso tem uma influência preponderante.

4. VALIDAÇÃO DA METODOLOGIA DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS

4.1. Introdução

De facto a utilização de instrumentos de corte impossibilita a utilização de meios convencionais de leitura de deslocamentos como por exemplo os LVDT²⁷. Existem no mercado sensores óticos que permitem ultrapassar esta limitação, já que não necessitam de contacto físico directo entre partes constituintes do aparato de medição, permitindo a aplicação do entalhe com o aparato de medição já instalado. No entanto, é necessário realizar a verificação experimental e consequente validação da sua aplicação, através da comparação entre os resultados obtidos com o sensor ótico e as medições através de meios convencionais, amplamente validados, no caso os LVDT.

Os resultados dos modelos numéricos apontam que as deformações geradas são fundamentalmente por compressão na vizinhança do entalhe. No entanto esta conclusão necessita de validação experimental. Para além disso será útil perceber o comportamento estrutural global dos provetes de betão reforçado com fibras submetidos a esforços de compressão e em particular quando nestes é aplicado um entalhe, obter a curva completa tensão-deformação no entalhe.

O programa experimental previsto no âmbito desta dissertação foi estabelecido de forma a dar resposta a estas questões.

²⁷ Os LVDT (linear variable differential transformer) são sensores para medição de deslocamento linear

4.2. Descrição dos ensaios

Para proceder à validação da metodologia desenvolvida foram realizados ensaios de compressão em 3 provetes com características físicas e mecânicas idênticas, à exceção da profundidade dos entalhes aplicados. Pretende-se assim validar a metodologia para os diferentes comportamentos possíveis numa situação de obra, assim como, perceber a influência da profundidade do entalhe no comportamento dos provetes, nomeadamente o fecho do entalhe, a rotação tanto no plano²⁸ como perpendicularmente ao mesmo, podendo averiguar com mais pormenor a possibilidade de ocorrência de anomalias.

Tendo em conta as limitações²⁹ presentes nos instrumentos de carga e medição existentes, foram definidos provetes com cerca de 40 cm de largura e de altura e 10 cm de espessura, assemelhando-se a um elemento de casca, simulando desta forma com uma melhor fidelidade o sistema de suporte pretendido. Os provetes foram constituídos com betão C25/30 com 30 kg/m³ de fibras (RAD 6535 HW -Figura 74), betonados no dia 16 de Abril (Figura 76) e testados a 25 de maio, perfazendo 39 dias de cura, onde os primeiros 20 dias obedeceram às condições regulamentadas na EN 12390³⁰, estando nos restantes dias à exposição ambiente. Com estas dimensões e com estas características internas prevê-se que a capacidade máxima de carga dos provetes não ultrapasse os 1000 kN na configuração de maior resistência (entalhe de 2 cm), que será a barreira máxima da célula de carga mais adequada para o ensaio presente no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (LEST-UM).



Figura 73 –
Cofragens



Figura 74 – Fibras
RAD 6535 HW



Figura 75 -
Homogeneização da
mistura betão com
fibras



Figura 76 - Provetes
betonados no
laboratório da Betão
Liz

28 Note-se que apenas se prevê esta rotação no caso dos provetes, e não em obra

29 Dimensões e cargas máximas suportadas pela prensa (nomeadamente pela célula de carga)

30 Nomeadamente a uma temperatura aproximada de 20° C, ambiente saturado (elevada humidade)

Os provetes confeccionaram-se com um betão C25/30 (gentilmente cedido pela Betão Liz, juntamente com o equipamento utilizado para homogeneizar a mistura betão/fibras nas mesmas instalações) (Figura 75 e Figura 76), ao qual foram adicionadas as fibras acima referidas (Figura 74), sendo posteriormente igualmente repartida em porções de 0,016 m³ por cada uma das 3 cofragens (Figura 73). Seguidamente foram vibradas essas mesmas misturas, com vista a eliminar bolsas de ar presentes na argamassa, que poderiam causar anomalias comportamentais dos provetes invalidando assim os ensaios. Será importante mencionar que as características do betão foram testadas no laboratório da entidade que o forneceu, validando as características mecânicas atribuídas ao betão.

Os provetes utilizados têm medidas de acordo com o apresentado na Figura 77, Figura 78 e Figura 79, tendo sido posteriormente realizados entalhes com cerca de 2, 4 e 6 cm respectivamente a cada um dos provetes.

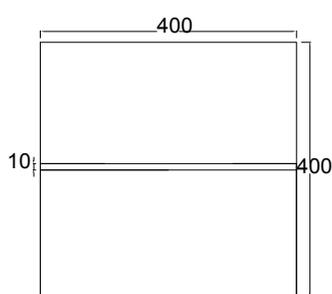


Figura 77 - Vista posterior
(mm)

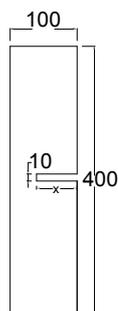


Figura 78 - Vista lateral
(mm)

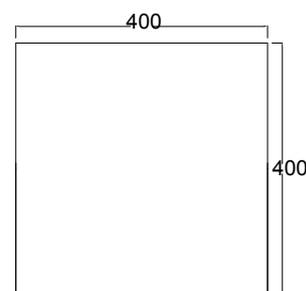


Figura 79 - Vista anterior
(mm)

Para criar os entalhes nos provetes foi utilizada uma serra de grandes dimensões (Figura 80), com disco diamantado (Figura 81) com cerca de 2 m de diâmetro, e 1 cm de espessura. Esta máquina é vulgarmente utilizada no corte de granitos e mármore sendo portanto um meio de corte ideal quando o objectivo é fragilizar o mínimo possível o provete. O resultado final foi um corte conciso e limpo nos provetes³¹, sem qualquer tipo de fragilização indesejada (Figura 82).

³¹ Note-se que durante este trabalho experimental não nos foi possível usufruir de toda a versatilidade do sensor em causa, visto que não tivemos acesso a um instrumento de corte capaz de o executar enquanto o provete estivesse sob carregamento.



Figura 80 - Máquina de corte



Figura 81 - Pormenor, disco de corte



Figura 82 - Provetes com respectivos entalhes

4.3 Instrumentação e configuração do ensaio

4.3.1 Características dos instrumentos de medição

O sensor ótico (Figura 83 a Figura 85) tem como princípio básico a medição de distâncias através da reflexão de um feixe laser. Esta medição é obtida através do tempo que demora desde a emissão até à recepção do mesmo, passando por um elemento reflector. Neste caso foi usado como reflector uma chapa de aço inoxidável. Esta chapa foi revestida por um material preto de baixa reflexão (Figura 86), para que homogeneizasse a chapa e permitisse menos irregularidade na reflexão (usada fita isoladora preta convencional).



Figura 83 - Sensor, vista posterior



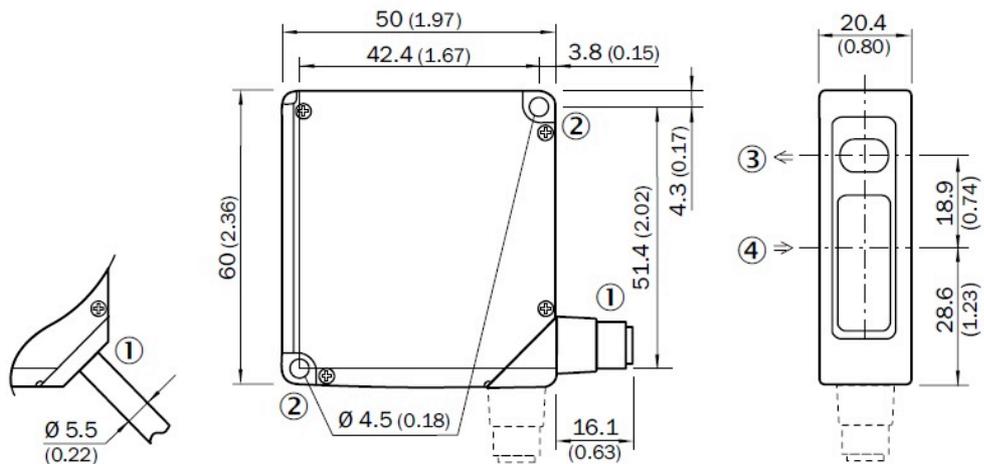
Figura 84 - Sensor, vista em perspectiva posterior



Figura 85 - Sensor, vista em perspectiva anterior



Figura 86 - Revestimento na chapa reflectora

OD2-x50W10xx

Todas as dimensões em mm (polegadas)

- ① Conector M12, rotação permitida de 90°
- ② Orifício de montagem, \varnothing 4,5mm
- ③ Emissor óptico
- ④ Receptor óptico

Figura 87 – Esquema 2D do Sensor Ótico

Tabela 11 - Principais características do sensor ótico

Fabricante	SICK, Sensor Intelligence
Modelo	SICK OD Value – OD2-P50W10A2
Intervalo de alcance	24 mm (38 mm; 62 mm)
Resolução	5 μ m
Precisão	50 μ m
Repetibilidade	15 μ m
Frequência de medida	1 a 35 ms

A ideia da utilização deste sensor partiu do conceito de CNC (Controlo numérico Computorizado) com o seu expoente máximo actualmente aplicado no fabrico de processadores informáticos.

Com a introdução deste sensor na nossa metodologia beneficia-se de uma maior versatilidade na sua utilização face aos vulgares LVDT. Este não necessita de qualquer calibração, depois de definidos os pontos de apoios a utilizar, tem uma aplicação extremamente simples ao maciço ou provete, tem uma cadência de medição muito mais elevada (10 vezes - que se traduz em superior sensibilidade (ideal para estudar a evolução da

fissuração ao longo de um ensaio), melhor relação precisão/alcance³², medição em tempo real com menor aparato complementar, maior repetibilidade. Estas são identificáveis como características gerais. Maior destaque associado ao sensor no caso de aplicações *in situ*, onde a resistência a salpicos³³, e principalmente a possibilidade de fazer o entalhe já com o aparato de medição montado, destacam-no claramente dos demais dispositivos similares.

Desta forma é possível não só uma leitura desde o primeiro instante, precisamente a partir do momento em que a serra é retirada do entalhe, como ao longo de toda a medição a sensibilidade e capacidade de medida superiores ao nos primeiros instantes, logo após o entalhe no suporte, como uma referência inicial precisa antes da intervenção, visto não necessitar de recolocação após a aplicação do entalhe.

A título comparativo seguem as tabelas com as características técnicas principais dos LVDT utilizados em complementaridade com o sensor.

Tabela 12 - Características do LVDT 2

Fabricante	National instruments
Campo	10 mm (-5 mm; 5 mm)
Resolução	25 μm
Precisão	150 μm
Repetibilidade	35 μm
Frequência de medida	111 ms

Tabela 13 – Características dos LVDT 3;4;5;6

Fabricante	National instruments
Campo	5 mm (-2,5 mm;2,5 mm)
Resolução	15 μm
Precisão	110 μm
Repetibilidade	35 μm
Frequência de medida	111 ms

Como podemos constatar da análise entre as tabelas das características do sensor ótico e dos LVDT, neste caso específico, tecnicamente o primeiro é definitivamente superior. Nesta metodologia em particular os LVDT deixam de fazer sentido como opção, visto que não

32 - Note-se que esta relação é uma característica intrínseca dos instrumentos de medição deste nível, quanto maior o alcance, menos precisa é a medição, está directamente relacionada com a célula e escala de medida.

33 Nomeadamente de água e óleos frequentemente presentes em ambientes de obra

permitem a aplicação do entalhe no suporte depois de colocados em posição de leitura, sendo que deveriam ser aplicados já depois do entalhe executado. Desta forma perder-se-iam leituras iniciais de grande valor analítico.

4.3.2 Disposição da instrumentação aplicada

A utilização de ambos os dispositivos e a disposição que foi idealizada para os mesmos visa essencialmente o estudo das seguintes particularidades:

- Capacidade de medida/precisão/comparação entre o sensor ótico e os LVDT;
- Estudar o nível de rotação nos vários provetes, possibilitando uma posterior relação entre o entalhe e a rotação;
- Comparação com o modelo computacional utilizado.

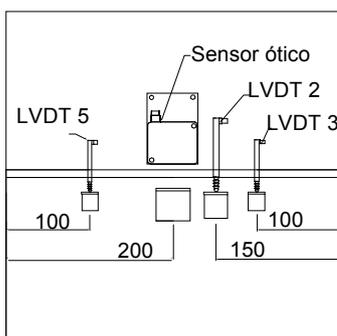


Figura 88 - Vista anterior (mm)

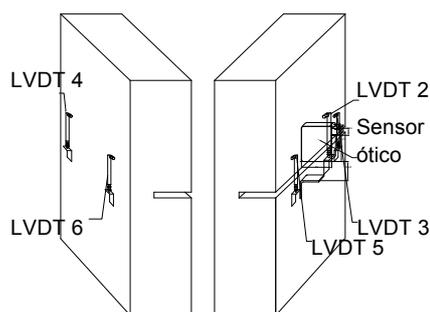


Figura 89 - Vista em perspectiva (mm)

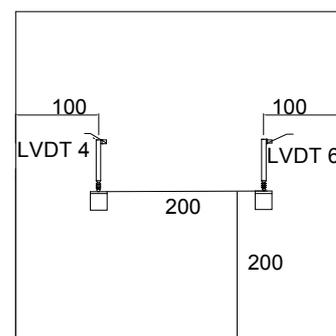


Figura 90 - Vista posterior (mm)

Foram acoplados aos provetes quatro LVDT de 5 mm de campo, numerados de 3 a 6 na como consta na Figura 88, Figura 89 e Figura 90. Posicionados dois em cada face (Figura 91 e Figura 92), em posição vertical média, distanciados horizontalmente entre si de 20 cm e 10 cm das correspondentes extremidades do provete. O objectivo destes 4 LVDT prende-se primeiramente com a medição da rotação perpendicular ao plano, originada pelo fecho do entalhe. Pretende-se também averiguar a rotação no próprio plano permitindo concluir acerca da homogeneidade das medições do fecho do entalhe ao longo do seu desenvolvimento (isto permite averiguar quanto à influencia do posicionamento dos instrumentos de medida em relação ao entalhe) e a obtenção de uma aproximação da distribuição dos esforços ao longo do mesmo. Estes LDVT são também uteis para confirmar as medidas dos principais dispositivos,

LVDT (nº 2) e o sensor ótico, numa primeira fase enquanto não esgotam o seu alcance, reduzido face ao sensor ótico e ao LVDT 2.

Com o principal objectivo de comparar as capacidades e validar a utilização do sensor ótico, perto deste foi montado um LVDT (nº 2) de alcance semelhante (10 mm) na face do entalhe. O sensor ocupou a posição precisamente central, tanto vertical como horizontalmente, enquanto o LVDT se situou centrado verticalmente e horizontalmente distando 5 cm do sensor e 15 cm da extremidade do provete (Figura 88).



Figura 91 - Disposição da instrumentação na face anterior



Figura 92 - Disposição da instrumentação na face posterior



Figura 93 - Pormenor da face posterior

Como meio de fixação recorreu-se a apoios metálicos solidarizados com o provete através de inserção de cola (Figura 94). Foram também criados batentes para os LVDT, e uma chapa em forma de “L” (ver Figura 95) para servir o princípio funcional do sensor ótico, ou seja, uma chapa colocada inicialmente a 62 mm do sensor para que sirva de reflector ao feixe de laser., permitindo reflexão do feixe e consequente medição até chegar a uma distância de 38 milímetros. (Figura 95).



Figura 94 - Fixadores e cola dos LVDT



Figura 95 - Pormenor da aplicação da instrumentação

4.4 Apresentação e discussão dos resultados

No decorrer dos ensaios foram registadas para cada instante, e com uma cadência de 111 milissegundos, conjuntos ordenados de informação com os seguintes dados:

- Leitura da força aplicada aos provetes em kN;
- Posição do êmbolo da prensa em mm;
- Leitura de todos os LVDT em mm;
- Tempo decorrido em s.

No caso do sensor, os dados fornecidos pelo mesmo são guardados num executável³⁴, com uma cadência muito superior à dos dispositivos laboratoriais. Este executável controla a porta COM a que o sensor está associado. Devido ao facto de os diferentes sensores utilizados terem frequências de leitura diferentes foram feitos os devidos ajustes tendo como base a variável tempo.

Foram posteriormente seleccionados os tempos correspondentes a forças de 10kN, 25kN, 50kN, 100kN, 150kN, 200kN, 250kN, até á carga de rotura. Obteve-se uma distribuição discreta para o sensor, não podendo aproveitar toda a potencialidade do mesmo no que toca à frequência de medida, que nos levaria a uma análise mais contínua durante todo o ensaio. A título de curiosidade no ensaio de maior duração, cerca de 6 minutos, o sensor debitou cerca de 40.000 medições.

Para cada um dos ensaios realizados, e com profundidades diferentes (2, 4 e 6 cm), foram extraídos os dados por forma a: estudar o comportamento dos vários provetes ao longo do ensaio, realizar a comparação entre o desempenho do sensor ótico versus LVDT, sensor ótico versus média dos LVDT e por fim comparar os resultados com o previsto matematicamente, através de um modelo de previsão comportamental.

³⁴ Aplicação informática, no caso controlador de portas COM (comunicação de hardware)

4.4.1 Provete com entalhe de 2 cm de profundidade

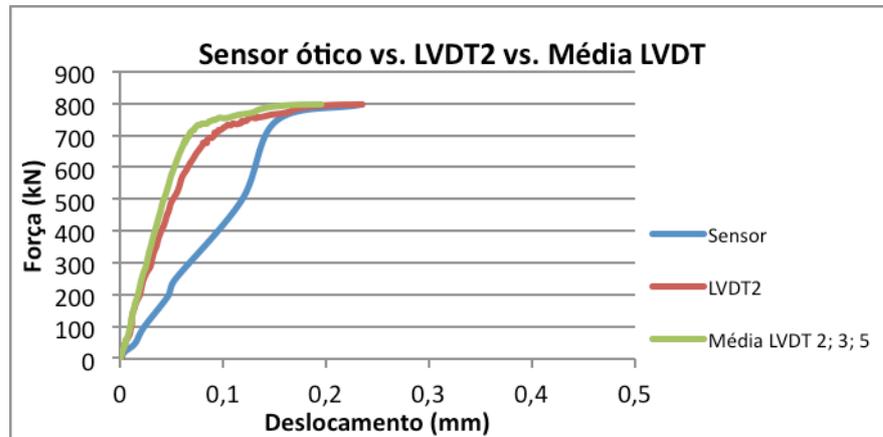


Figura 96 - Comparação da leitura dos diferentes instrumentos, no provete com entalhe de 2 cm

No gráfico acima (Figura 96) estão descritas as curvas que traduzem a evolução dos deslocamentos captados pelos diferentes instrumentos, consoante o aumento da carga.

Podemos constatar da análise do mesmo que embora os LVDT entre si estejam com evoluções muito próximas, o sensor apresenta valores um pouco diferentes (da ordem do décimo de milímetro $\approx 0,075\text{mm}$) em relação às medições dos vários LVDT. Isto é explicado devido ao esmagamento presente no provete, que ocorreu de forma irregular ao longo da largura do provete, havendo um destacamento (Figura 97 a Figura 99) que provoca este tipo de diferenças nas medições. Note-se que numa fase final as medições entram em regime de concomitância nos últimos 0,1 milímetros de registo.



Figura 97 – Provete testado, vista anterior (2 cm)



Figura 98 – Provete testado, perfil (2 cm)



Figura 99 – Provete testado, vista posterior (2 cm)

4.4.2 Provete com entalhe de 4 cm de profundidade

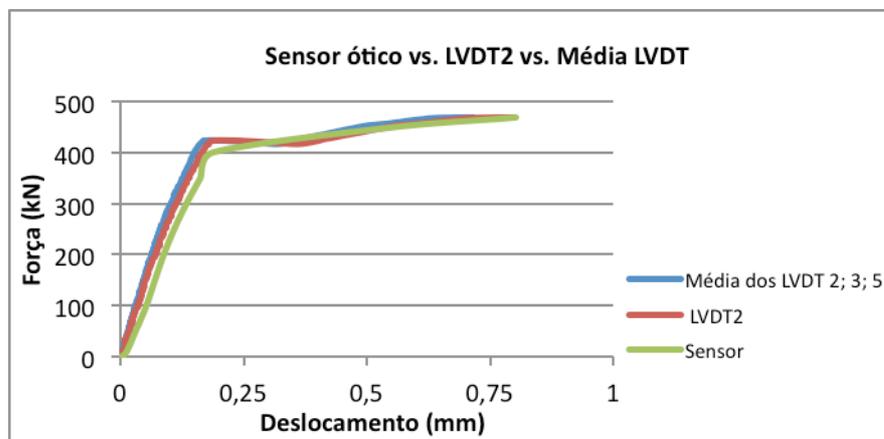


Figura 100 – Comparação da leitura dos diferentes instrumentos, no provete com entalhe de 4 cm

Da análise da Figura 100 pode concluir-se que as leituras são bastante próximas, o que se deve a um ensaio onde não existiram disparidades a assinalar no comportamento do provete, nomeadamente fissuração exagerada, ou até mesmo esmagamento que influencie de forma determinante as medições. Desta forma reforça a validação do sensor ótico em relação aos instrumentos amplamente explorados (LVDT). Na leitura do sensor existe apenas uma pequena antecipação no registo da tensão de rotura. De notar a entrada precoce no regime plástico face às leituras dos LVDT. Isto pode dever-se a uma pequena fissura que influencia desta forma a leitura. De uma forma geral, a comparação das leituras dos diferentes instrumentos, presentes neste ensaio é bastante positiva para a metodologia.

Da análise comportamental do provete (Figura 101 a Figura 103), podemos concluir que se comportou de forma próxima da prevista, dado que a plastificação se deu aos 430 kN, francamente abaixo dos 600 kN se apenas considerarmos um provete à compressão com área resistente de 240cm^2 (40x6), desprezando efeitos de rotação que claramente baixam a capacidade resistente. Note-se a linearidade da evolução dos deslocamentos após atingir a plastificação, acabando com uma carga última de 470kN.



Figura 101 – Provete testado, vista anterior (4 cm)



Figura 102 – Provete testado, perfil (4 cm)



Figura 103 – Provete testado, vista posterior (4 cm)

Constatou-se neste ensaio que o sensor mostrou outro ponto positivo relevante relativamente aos LVDT, isto prende-se com o facto o sensor mesmo ultrapassando a sua banda de medida não interfere com os apoios, ao contrário dos LVDT, que em alguns casos acabou por remover os batentes colados ao provete, depois de forçados pelos LVDT no limite da gama de medida (com os cursos de medição recolhidos ao máximo).

4.4.3 Provete com entalhe de 6 cm de profundidade

Na Figura 104 apresenta-se a comparação dos resultados obtidos em termos de força vs. Deslocamento para os diferentes aparelhos de medida, para o caso do provete com um entalhe com 6 cm de profundidade.

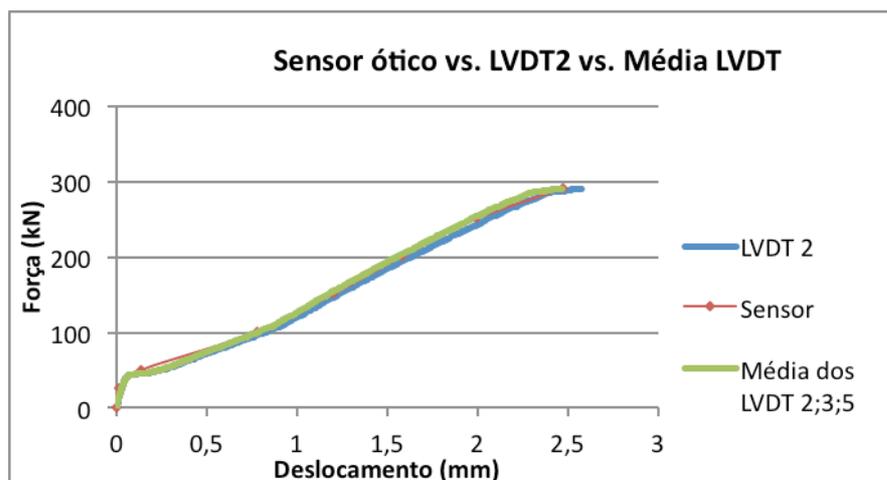


Figura 104 - Comparação da leitura dos diferentes instrumentos, no provete com entalhe de 6 cm

Como se pode constatar pela Figura 104, o sensor tem um desempenho próximo dos LVDT, coincidindo de forma quase perfeita com o resultado obtido pelo LVDT 2 assim como o apurado na média de todos os sensores presentes nesta face (LVDT 2, 3 e 5). As pequenas discrepâncias registadas devem-se precisamente ao facto de apenas termos uma análise discreta do mesmo (com apenas 7 correspondências), embora os pares ordenados utilizados (força/deslocamento) estejam muito coincidentes com os obtidos pelo LVDT2. Poderá haver também alguma influência na irregularidade do padrão de fendilhação presente no provete, originando pequenas discrepâncias nas leituras dos diferentes instrumentos de medida.

Até o provete atingir a carga máxima, todos os LVDT da face que continha o entalhe se mantiveram dentro do seu campo de medida, o que permitiu fazer uma comparação entre o sensor e a média dos 3 LVDT contidos na mesma face (LVDT 2, 3 e 5), contemplada na Figura 104. Esta média é também ela muito próxima dos valores registados apenas pelo LVDT 2, embora que pontualmente diferenciada. Estas pequenas discrepâncias levaram ao estudo da rotação no plano, e perpendicularmente ao provete, com vista a analisar a uniformidade da distribuição das tensões aplicadas.

Esta análise será exposta numa próxima seção, referente ao estudo das rotações.

Quanto aos resultados, constatou-se o aparecimento de fendas ainda antes dos 50kN, desviando o seu comportamento do regime elástico, a partir dessa carga (ver Figura 105), levando a uma fendilhação muito progressiva, como era de esperar. O valor final do deslocamento é também correspondente entre todas as medidas recolhidas.

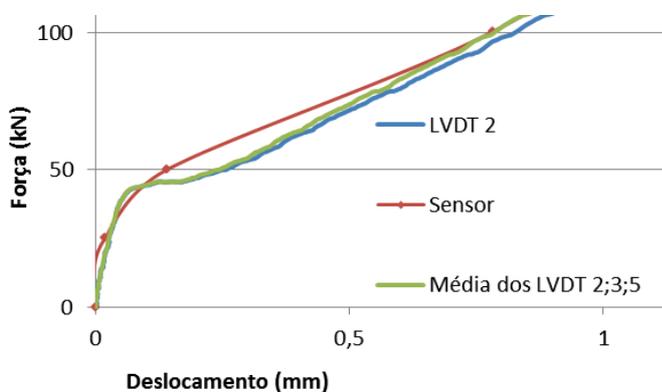


Figura 105 - Pormenor plastificação



Figura 106 - Provete testado, vista anterior (6 cm)



Figura 107 - Provete testado, vista anterior (6 cm)

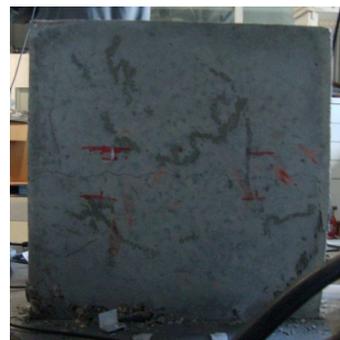


Figura 108 - Provete testado, vista anterior (6 cm)

4.4.4 Efeito de rotação dos provetes durante o ensaio

Nestes ensaios os provetes poderiam estar sujeitos a 2 tipos de rotação, na direção y e direção x (Figura 109 e Figura 110). Será expectável um nível de rotação superior na direção y devido à existência do entalhe, levando o provete a rodar sobre próprio plano. Embora todos os provetes tenham sido instrumentados da mesma forma, apenas no provete com o entalhe mais profundo (6 cm), a rotação se manifesta de forma mais evidente. Apenas este provete será objecto de estudo. Com o intuito de estudar estas rotações colocaram-se os LVDT 3, 4, 5 e 6 com a disposição anteriormente descrita. Desta forma existe um LVDT na face posterior a medir um fecho inicial, passando numa fase de maior rotação a medir um afastamento, ao passo que no LVDT contido na face anterior foi registado durante todo o ensaio um fecho do LVDT. Com estas leituras obteve-se a rotação a direção y , através do arco da tangente da razão entre a diferença das medições e a distância entre cada par de LVDT em faces opostas. Procedeu-se da mesma forma para o restante conjunto de LVDT ficando com uma rotação para cada extremidade do provete. Das duas semelhantes obtivemos a rotação média associada à rotação na direção y , representada na Figura 111.

Rotação na direção y

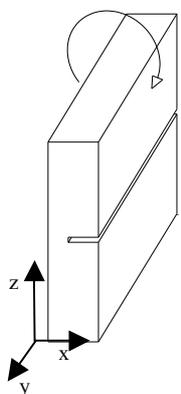


Figura 109 – Rotação segundo y

Figura 110 - Ilustração da rotação segundo y

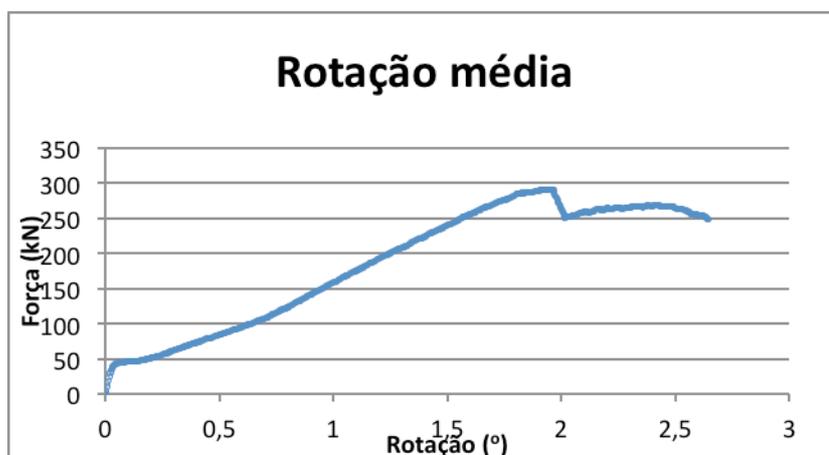


Figura 111 - Rotação associada à direção y

O Figura 111 apresenta a rotação na direção y a que o provete esteve sujeito durante o ensaio. Podemos constatar até aos 50kN um regime linear, seguido de um acréscimo abrupto de rotação, resultante de uma fendilhação também ela abrupta. Seguidamente estabiliza a fendilhação, mantendo a rotação do provete uma proporção constante com o aumento da força até que se atinja a carga máxima, que naturalmente resulta de um esmagamento, seguido de um decréscimo de carga correspondente assim como uma rotação mais acentuada. A rotação máxima registada foi de 2,6 graus.

Rotação na direção x

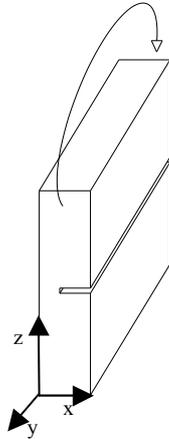


Figura 112 - Rotação na direção x



Figura 113 - Ilustração da rotação na direção x

No caso da rotação que ocorre na direção y (Figura 112 e Figura 113), será obtida por meio dos dois LVDT presentes nas extremidades da mesma face. Será também calculada a média das rotações associadas à rotação de cada um das duas faces do provete.

Podemos constatar da análise desta rotação embora praticamente nula (máximo próximo de 0,07 graus até atingir a tensão de rotura) é visível através do estudo feito. Para a obter, foi medida uma rotação tanto no plano posterior como no anterior, através do mesmo processo explanado acima, onde o diferencial medido entre os LVDT5 e LVDT3 nos levou à rotação no plano anterior ao passo que o diferencial entre os LVDT4 e LVDT6 resultou a rotação no plano posterior. Destas duas rotações resultou a seguinte evolução da rotação média.

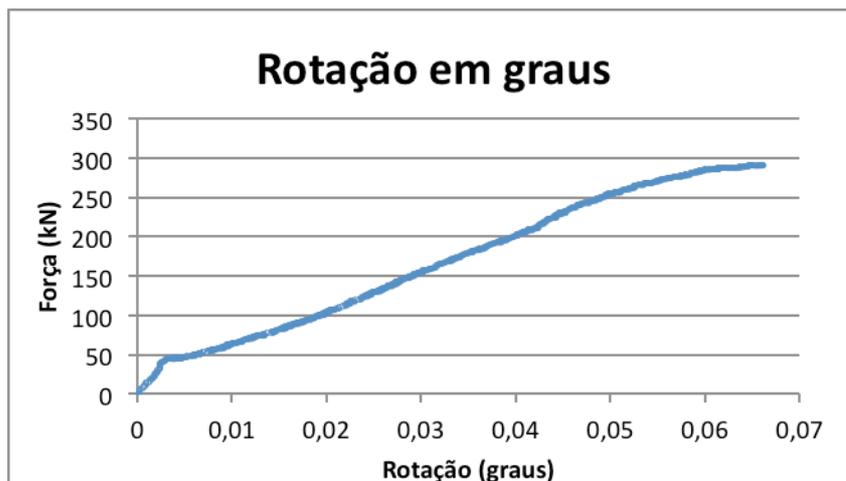


Figura 114 - Rotação associada à direção x

Constatam-se níveis de rotação praticamente irrisórios (em Figura 114), porém estes poderiam levar a medições díspares no que toca à medição do fecho no entalhe para diferentes posições dos dispositivos de medição ao longo do mesmo entalhe, caso assumissem uma importância de maior relevo. Em termos evolutivos face ao carregamento, nota-se uma semelhança elevada face à evolução da rotação perpendicularmente ao plano do provete.

4.5 Análise comparativa com a simulação numérica

Com vista a validar os resultados obtidos, efectuaram-se simulações numéricas respeitantes a cada um dos três provetes num programa de modelação computacional (Phase2). É nesses resultados que se vai centrar a discussão e análise no presente ponto.

Esta ferramenta foi desenvolvida para simular maciços terrosos e rochosos, portanto essas simulações regem-se por princípios e critérios de rotura desenvolvidos para simular esses materiais, o que se pode tornar incoerente aquando da simulação de materiais como o betão³⁵ que exige critérios de rotura diferentes, de acordo com o seu comportamento. Apesar das limitações referidas optou-se por continuar a simular os provetes desta forma, onde se pode prever o comportamento durante a fase elástica, assim como inferir da carga máxima dos mesmos. A escolha recaiu para esta solução principalmente pelo facto de utilizarmos a mesma ferramenta para a simulação do túnel, permitindo assim um “fio condutor” entre a simulação do túnel e a simulação dos ensaios, que no caso do uso de programas distintos poderia levar a um desajuste da validação da metodologia.

³⁵ O critério de rotura não é o mais adequado para um material como o betão

4.5.1 Provete com entalhe de 2 cm de profundidade

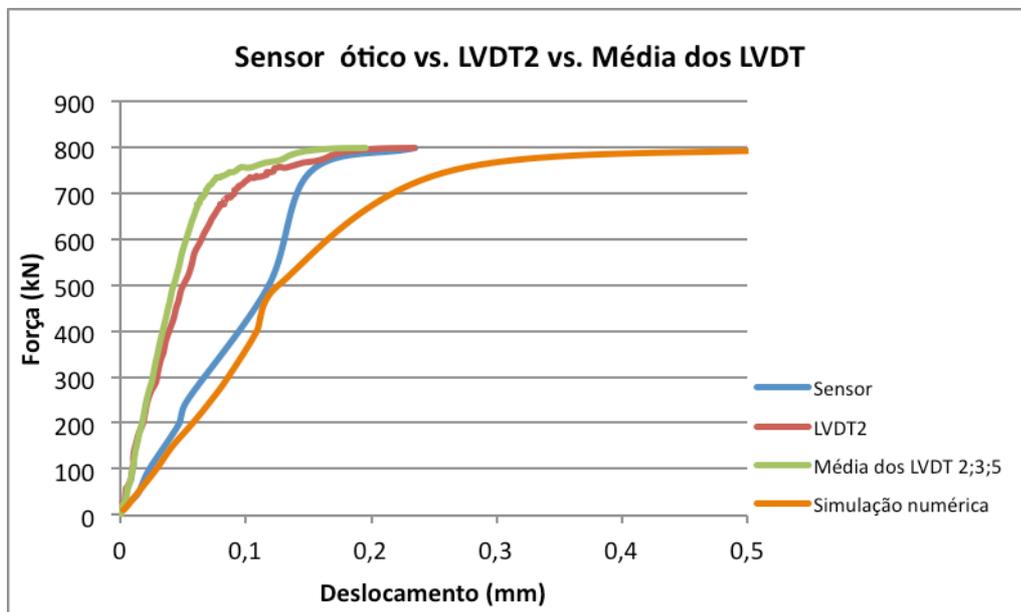


Figura 115 - Análise modelo vs resultados experimentais, entalhe de 2cm

Da análise da Figura 115 podemos constatar que o modelo prevê com grande exactidão a carga última³⁶. Como era esperado o modelo não consegue prever com grande acuidade o comportamento do provete, simulando de forma geral deslocamentos excessivos comparativamente ao registado. Note-se que o deslocamento associado à carga máxima aplicada é praticamente um terço daquele que foi previsto no modelo. Neste caso o critério de rotura desadequado prevalece nos resultados simulados.

³⁶ - Importante saber que a partir do valor máximo apresentado o modelo deixa de funcionar, ou seja torna-se impossível extrair qualquer valor com carga superior a 800 kN.

4.5.2 Provelte com entalhe de 4 cm de profundidade

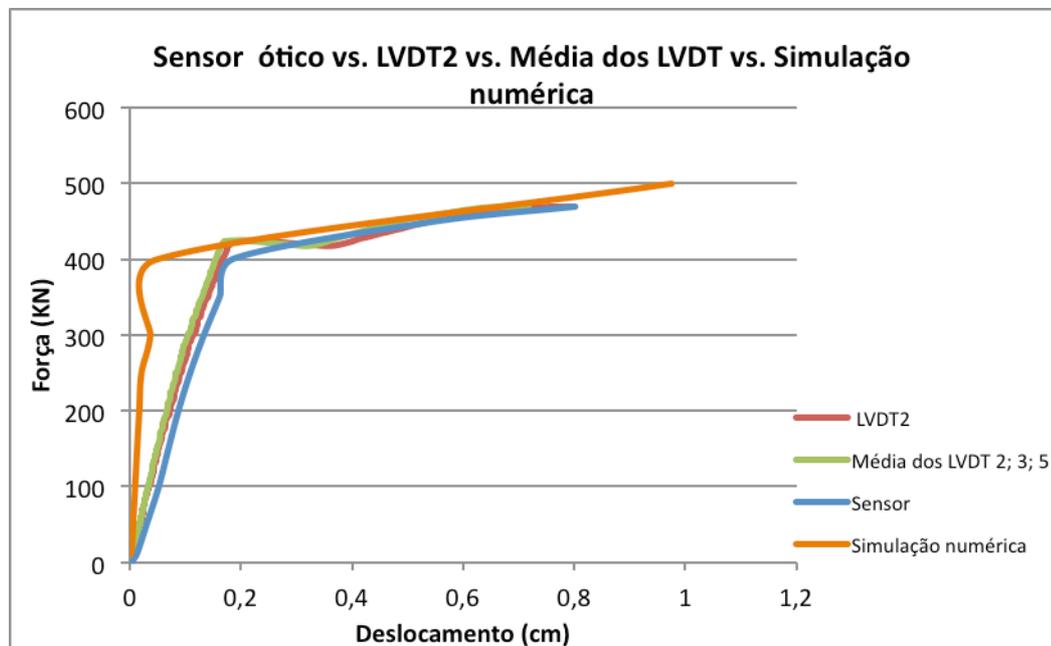


Figura 116 - Análise modelo vs resultados experimentais, entalhe de 4cm

Como podemos constatar no gráfico representado na Figura 116, a simulação numérica para este provete em particular traduziu com razoável proximidade os resultados laboratoriais. Existe uma proximidade mais aceitável durante a fase de fendilhação e rotação do provete, entrando em concomitância precisamente após o início da fase de plastificação, de maior rotação, levando até à mesma carga última registada no ensaio laboratorial. Durante a fase elástica a curva que traduz o comportamento do modelo mantém-se um pouco afastada da curva dos registos laboratoriais, embora o seu declive se possa afirmar como idêntico. Neste caso podemos afirmar que a simulação numérica traduz com grande nível de fidelidade os resultados obtidos experimentalmente.

4.5.3 Provete com entalhe de 6 cm de profundidade

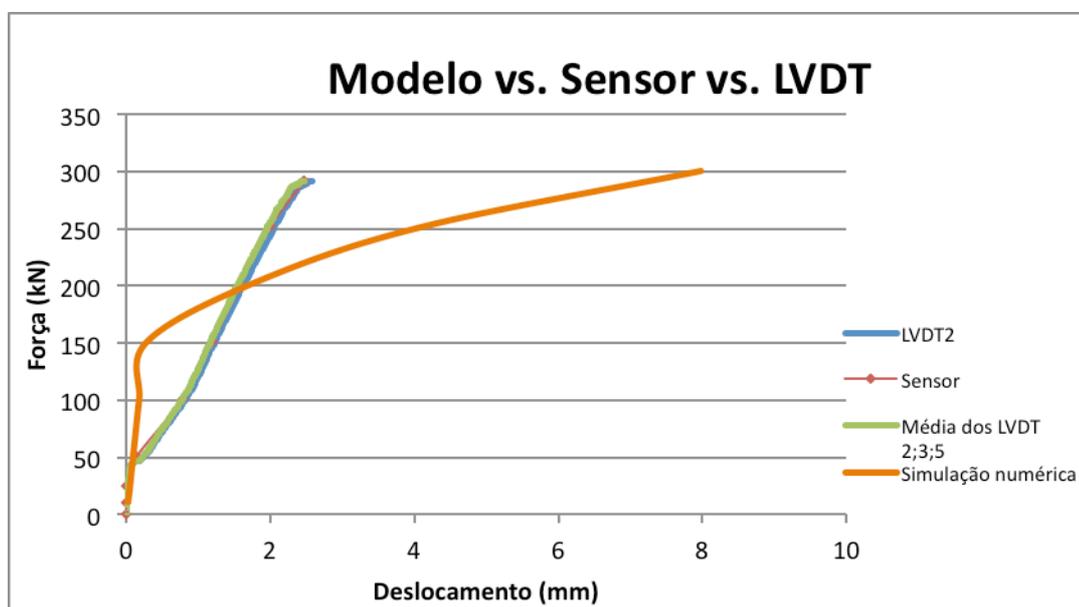


Figura 117 - Análise modelo vs resultados experimentais, entalhe de 6cm

Na análise do gráfico presente na Figura 117 podemos constatar uma discrepância considerável entre os resultados previstos e os resultados laboratoriais. Em suma, o modelo não conseguiu simular com realismo a rotação que o provete sofreu, nota-se claramente que até aos 150 kN a simulação não conta com qualquer tipo de rotação, traduzido num deslocamento muito baixo. Note-se a grande diferença entre os pontos em que o modelo começa a contar com deslocamentos consideráveis e a carga à qual a instrumentação começa a registar valores razoáveis de deslocamento, trata-se de uma diferença de cerca de 100 kN. Em suma o modelo previu um comportamento muito mais dúctil do provete que se traduziu num desfasamento entre os deslocamentos medidos e os deslocamentos simulados logo a partir dos 50 kN. Na fase elástica o modelo tem como carga máxima prevista cerca de 140 kN, enquanto no ensaio o provete sai do regime elástico ainda antes dos 50kN, tendo uma rotação associada claramente precoce face ao previsto no modelo. Na fase plástica, aquando da rotação permitida pelo entalhe, o modelo previsionar assume um comportamento menos resistente, onde existe mais plastificação, ou seja para um mesmo acréscimo de carga, o provete teria um deslocamento muito superior, veja-se o exemplo para 250kN, em que o modelo prevê um deslocamento associado a essa carga de 4 milímetros ao passo que o registo

laboratorial aponta para os 2 mm. De notar também que durante o regime plástico as curvas que traduzem o comportamento do ensaio experimental assumem uma concavidade voltada para cima, ao contrário do que se prevê no modelo, concavidade voltada para baixo.

Registo importante a frisar será também o facto o de deslocamento máximo previsto e registados que são muito similares, com uma diferença de uma décima de milímetro, como se pode constatar na Figura 118, que traduz a comparação entre o modelo experimental e os registos laboratoriais, desta vez com o registo até ao deslocamento máximo, e não apenas até á carga máxima.

De uma forma geral as incongruências registadas na comparação entre os modelos previsionais e os registos laboratoriais estarão largamente associados ao facto da simulação não se ter apoiado no critério de rutura mais apropriado para este tipo de material, como já foi constatado anteriormente.

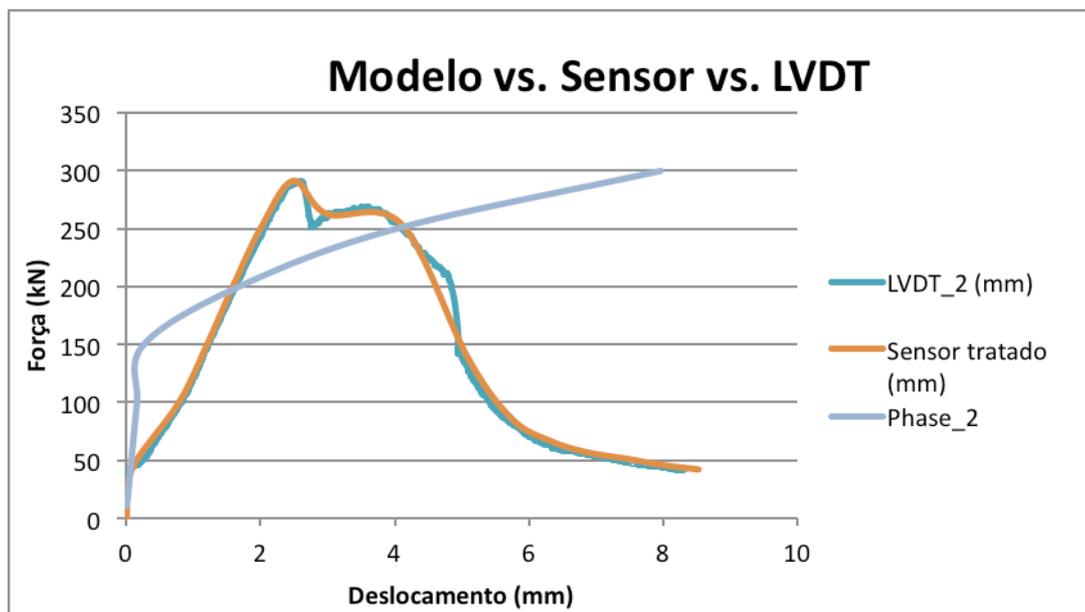


Figura 118 - Comparação entre sensor e simulação numérica

4.6 Ponto conclusivo

Analisando de forma geral os resultados obtidos experimentalmente, conclui-se positivamente acerca da aplicabilidade da metodologia. Em termos comparativos com as simulações previamente modeladas os resultados não definitivamente concordantes, isto porque o modelo previsionial utilizado, além de não contemplar um comportamento tridimensional, não traduz da melhor forma o comportamento do material, visto que o critério de rotura não é adequado ao mesmo, como já foi referido anteriormente.

Uma comparação oportuna seria entre o modelo previsionial elaborado para o túnel, e os resultados da metodologia aplicada ao mesmo túnel. Nesse contexto talvez os resultados se aproximassem um pouco, tendo em conta a reduzida contribuição nesse caso do desadequado critério de rotura aplicado ao betão. Por outro lado é de ressaltar que esta comparação seria mais suscetível à constatação das discrepâncias associadas à aproximação do caso real a um modelo 2D, onde no modelo o entalhe assume um desenvolvimento contínuo ao longo do suporte, ao passo que no túnel o entalhe tem um carácter muito pontual.

5. CONCLUSÕES E LINHAS DE CONTINUIDADE AO DESENVOLVIMENTO

Embora existam alguns pontos divergentes constatados ao longo do estudo, nenhum se assumiu como condicionante. Estas divergências prendem-se essencialmente com o facto de o modelo de estudo e simulação utilizado não permitir um estudo perfeitamente fiel. Isto tendo em conta o facto de o mesmo modelo utilizar critérios de rotura que não permitem traduzir o comportamento do betão constituinte dos provetes da melhor forma nem contemplar efeitos tridimensionais do comportamento dos materiais. Porém estes problemas em nada afectaram a validação da aplicabilidade do sensor, visto que em comparação directa com os LVDT este assume um comportamento claramente superior como foi constatado ao longo do documento.

Com a realização do trabalho experimental pôde estudar-se a influência das diferentes profundidades dos entalhes na rotação dos provete assim como a forma em que influenciam o comportamento e desempenho da metodologia, nomeadamente influenciando de forma preponderante os deslocamentos medidos. Após a realização dos ensaios e o seu estudo pormenorizado conclui-se pela aplicabilidade da utilização do sensor ótico nesta aplicação o que mitiga a maior limitação identificada na técnica desenvolvida.

Concluiu-se que o sensor usado é uma ferramenta versátil, de custo relativamente baixo, face a outras alternativas existentes no mercado, com uma grande precisão, resistência e considerável tolerância a ambiente com elevada humidade, areias e até pequenos impactos.

Para que este possa funcionar apenas necessita de um computador portátil e uma simples fonte de alimentação que pode provir do mesmo computador portátil, aumentando a versatilidade. Além destas vantagens, uma grande valência deste sistema prende-se com o seu próprio conceito, a medição por radiação, tornando as medições possíveis sem o contacto físico com outro mecanismo (contrariamente ao que se passa com os LVDT), o que permite aplicar o entalhe *in situ* com o sensor já montado. Desta forma, a medição do estado de tensão em tuneis, pode realizar-se de forma continua mesmo antes do processo de corte até ao final do ensaio, tendo à disposição do mecanismo de corte cerca de 62 mm entre o sensor e o elemento refletor para proceder à aplicação do entalhe no suporte.

Num possível cenário em que uma maior precisão fosse necessária (no caso de estudo será perfeitamente irrelevante), é possível presentemente com a mesma tecnologia, através da

escolha de um modelo um pouco mais preciso (2 μm de precisão), onde apenas ficaria prejudicado pela distância inicial, que poderá ser impeditiva por exemplo ao corte por meio mecânico (distância de 34 mm).

Não obstante, existe ainda uma outra solução que passa pelo uso de outros dois sensores em simultâneo por forma a criar um sistema de triangulação, levando a precisão abaixo do micron.

Será um próximo passo fundamental a aplicação da metodologia num túnel real onde poderemos verificar a sua aplicabilidade e possivelmente mitigar alguma dificuldade que surja da aplicação da mesma.

6. BIBLIOGRAFIA

AFTES (1998). L'organisation de l'auscultation des tunnels. Tunnels et Ouvrages Souterrains, N° 149, Setembro/Outubro

ALMEIDA E SOUSA, J. (1998). Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica. Tese de Doutoramento em Ciências de Engenharia – Especialidade de Fundações e Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

ALVAREZ, L. C. (1988). Excavación mecánica de túneles. Editorial Rueda, Madrid

AMARAL, M. J. S. (2006). Análise dos resultados de observação dos túneis do metropolitano de lisboa, Porto

BIENIAWSKY, Z. T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. New York, John Wiley & Sons.

C. LJUNGGREN ET AL. - “An overview of rock stress measurement methods” - International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 40 (2003)

CASPURRO, I. S. (1999). Observação do comportamento de obras geotécnicas para sistemas de transporte. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.

CELESTINO, T. B.; MARIANO, M. DE; FERREIRA, A. A.; GUIMARÃES, M. C. A. B. (1997). Undercoring technique for stress measurements in shotcrete lining. Tunnels for People (eds. Golser, H. & Schubert), Balkema, Rotterdam.

CORDING, E. J.; HANSMIRE, W. H. (1975). Displacements around soft ground tunnels. General Report, 5th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. IV, pp. 571-633.

CORDING, E. J. (1991). Control of ground movements around tunnels in soil. General Report, 9th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile.

CORNEJO L., SALVADOR, E. (1996). Manual de Túneles Interurbanos de Carreteras. Gobierno Basco – Departamento de Transporte y Obras Publicas.

CUNHA, A. P. & FERNANDES, J. (1980). “Observação de obras subterrâneas”. In Revista Sociedade Portuguesa de Geotecnia

CUNHA, A. P. & VALE, J. (2006). “The Porto metro - an overview of the underground construction”. In Seminário internacional sobre túneis e obras subterrâneas. Lisboa, LNEC.

DUNNCLIF, J.; GREEN, G. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley & Sons, New York, 577pp.

EISENSTEIN, Z.; HEINZ, H.; NEGRO Jr, A. (1986). Multiple stage excavation schemes for large openings in soft ground. Proc. Cong. on Large Underground Openings, Firenze

FIGUEIREDO, B. & LAMAS, L., MURALHA, J. “Numerical modelling for interpretation of stress measurements by overcoring.” SINOROCK 2009. International Symposium on Rock Mechanics “Rock Characterization, Modelling and Engineering Design Methods”. Hong Kong, (2009)

GOMES A. T. (1998) – Túneis Urbanos Sujeitos a Solicitações Não Uniformes

HACHICH, W. (2004). Prospecção e caracterização de maciços e materiais geotécnicos. Conferência temática. IX Cong. Nacional de Geotecnia – Passado, Presente e Futuro da Geotecnia, Universidade de Aveiro.

HAIMSON B.C., F.H. CORNET: ISRM Suggested Methods for rock stress estimation—Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF) (2003)

HANNA, T. H. (1985). Field instrumentation in Geotechnical Engineering. Trans Tech Publications, Series on Rock and Soil Mechanics, Vol. 10, Clausthal- Zellerfeld, Germany.

HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. (1995). Support of Underground Excavation in Hard Rock. Balkema, Rotterdam

INTERFELS: www.interfels.com

LAMAS, L. M. N. (1993) Contributions to understanding the hydromechanical behavior of pressure tunnels. Ph.D. Thesis, University of London. 394 p.

LOPEZ GIMENO, CARLOS (1997) “Manual de túneles y obras subterráneas”. Entorno Gráfico – Madrid.

MAIA, J. A. C. (2007) Modelagem Probabilística da Zona Plástica de Obras Subterrâneas em Meios Rochosos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-040/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 161 p.

MAIR, R. J.; TAYLOR, R. N. (1997). Bored tunnelling in the urban environment. Theme Lecture, Plenary Session 4, Proc. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol. 4, pp. 2353-2385.

Moreira, Carlos M. C. & Almeida e Sousa, Jorge (2000) Identificação por retroanálise dos parâmetros geotécnicos de um Maciço envolvente de um túnel superficial, VII CNG

MURALHA, J. (2001). Caracterização geotécnica de maciços rochosos. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

NEGRO, A. (1994). Soil tunnels and their supports. 10th Brazilian Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 5

PACOVSKY, J. (1996). Some aspects of contact stress measurements around tunnels. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground construction in Soft Ground, London (eds. Mair, R. J. e Taylor, R. N.), Balkema, pp. 307-310.

PARKER, H. W. (2004). Planning and Site Investigations in Tunnelling. 1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. Seminário Internacional South American Tunnelling, São Paulo, Brasil.

ROCHA, M. (1966). Rock mechanics in Portugal. Proc. 1st Int. Cong. on Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, Portugal, Vol.3, pp.121-132. Lisbon: ISRM.

ROCHA, M., BAPTISTA LOPES, J. J. & NEVES DA SILVA, J. (1966). A new technique for applying the method of the flat jack in the determination of stresses inside rock masses. Proc. 1st Int. Cong. on Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, Portugal, Vol.3, pp.57-65. Lisbon: ISRM.

SICK Group | Sensor Intelligence. - www.sick.com

SILVA, C. M. O. DA (2001). Controlo da Segurança de Túneis Ferroviários. Desenvolvimento de Metodologias de Apoio e de Sistemas Baseados em Conhecimento. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

SINTEF - www.sintef.no/home/

SLOPE INDICATOR - <http://www.slopeindicator.com/>

SUGAWARA, K; OBARA, Y, - “Measurement of in-situ rock stress by hemispherical-ended borehole technique” Min Sci TechnolV3, N4, Aug 1986, P287–300

SOUSA, L. R. E (2001). A Observação no Controlo da Segurança de Obras Subterrâneas em Meio Urbano. Curso sobre Túneis em Meios Urbanos. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

SOUSA, LUÍS RIBEIRO E (2002). Determinação do estado de tensão *in situ* de maciços rochosos. Curso de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

VIEIRA, FLÁVIO (2003) - “Execução de túneis em N.A.T.M. (New Austrian Tunneling Method) para obras de saneamento”

WARD, W. H. e PENDER, M. J. (1981). Tunnelling in soft ground – General Report. 10th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 4, pp. 261-275.

WORLD TUNNELLING AND SUBSURFACE EXCAVATION (1988). Vol. 1, Nº 3, September 1988. The Mining Journal Ltd.

7. ANEXOS

INSTRUÇÕES PARA A UTILIZAÇÃO DO SENSOR OPTICO

ÍNDICE

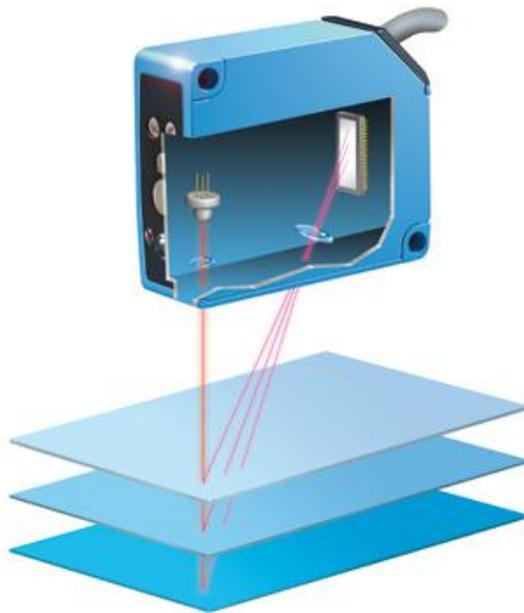
INSTRUÇÕES PARA A UTILIZAÇÃO DO SENSOR OPTICO	1
ÍNDICE	2
INTRODUÇÃO	3
Princípio tecnológico – Triangulação	3
CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS	4
INSTALAÇÃO MECÂNICA	5
Identificação dos componentes	5
Ligação dos componentes	5
INSTALAÇÃO INFORMÁTICA	7
Instalar o controlador do conversor RS232 para USB	7
Instalar aplicativo que permita a conexão e controlo do sensor (RS232 analisys; ComDebug; See it)	7
UTILIZAÇÃO	8
Configuração no software de controlo	8
FICHAS TÉCNICAS DO FABRICANTE	11

INTRODUÇÃO

A evolução tecnológica actual permite a criação de sensores de leitura de distância, de vários níveis de alcances/precisões para aplicação a diferentes propósitos. Estes sensores de alta precisão são utilizados vulgarmente em máquinas CNC de alta precisão como por exemplo máquinas que soldam os processadores dos actuais computadores portáteis (soldas de 0.032 micro).

Princípio tecnológico – Triangulação

Um feixe de laser é projectado para um determinado objecto, ao qual se está a medir a distância relativa. Através da recepção óptica, essa mesma reflexão é mapeada no próprio sensor através de uma célula interna de alta sensibilidade (CMOS). Com a posição da recepção na célula e de emissão conhecidas é obtida a distância ao objecto.



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Referencia	OD2-P50W10A0
Intervalo de medida	38...62 mm
Protocolo de saída	RS-422
Frequência de resposta	2 kHz
Tempo de resposta	1/10/35 ms
Resolução	5 μ m
Repetibilidade	15 μ m
Precisão	50 μ m
Diâmetro do feixe	0.5 x 1.0 @ 50 mm
Temperatura de funcionamento	-10 °C ... +40 °C
Voltagem de funcionamento	12...24 V DC

Tabela 1- Tabela das características técnicas

OD2-x50W10xx

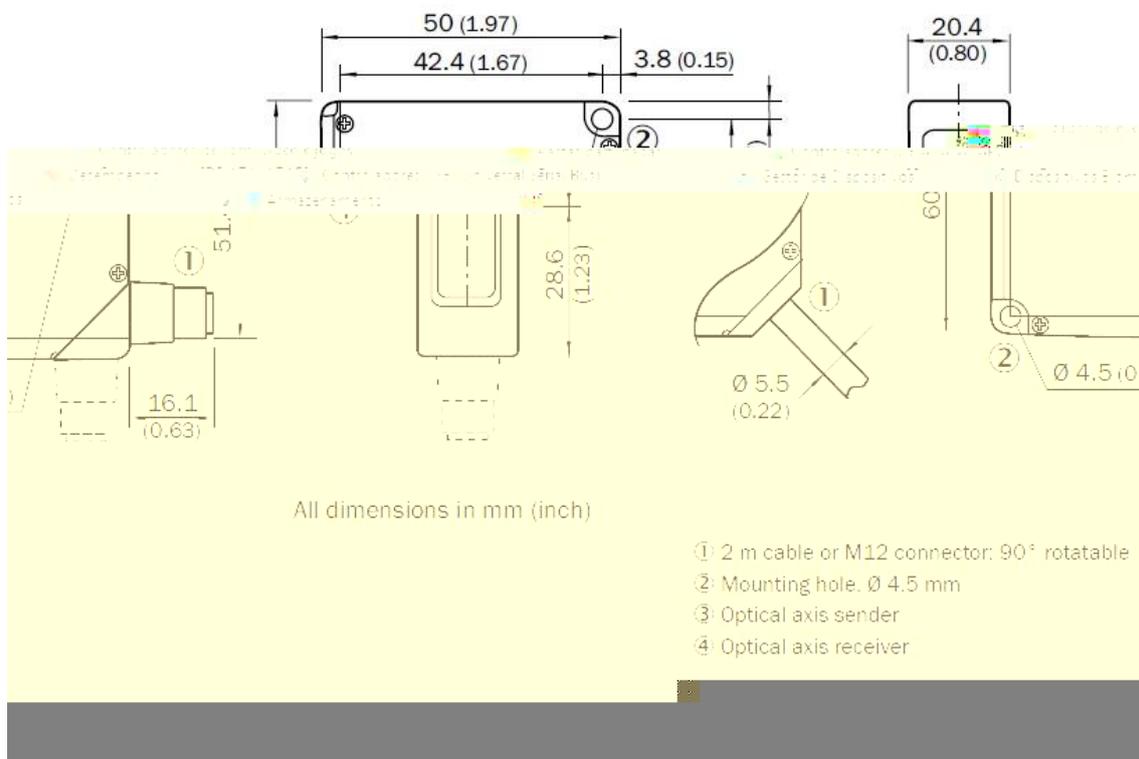


Figura 1 - Descrição física do sensor

INSTALAÇÃO MECÂNICA

Identificação dos componentes



Figura 2 - Sensor (OD2-P50W10A0)



Figura 3 - ADAM-4520-D2E (Converter RS422/RS232)



Figura 4 - Converter RS232/USB



Figura 5 - Cabo M12

Ligação dos componentes

- I. Aparafusar o sensor na chapa de aço inoxidável
- II. Fixar a chapa na superfície desejada
- III. Fixar o reflector entre 38 a 62 milímetros de distância.

- aconselhável a colocar a 38 milímetros no caso da posterior medição de afastamento á superfície.

- aconselhável a colocar a 62 milímetros no caso da posterior medição de aproximação á superfície.

- IV. Conectar a ficha fornecida ao sensor
- V. Conectar a ficha ao conversor de acordo com a Tabela 2.

Preto	TX+
Branco	TX-
Laranja	RX+
Rosa	RX-
Castanho	Alimentação positiva
Azul	Alimentação negativa

Tabela 2- Definições da ligação Cabo M12/ADAM



Figura 6 - Pormenor ligações

Características do conversor

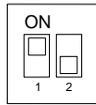


Figura 7 - SW1

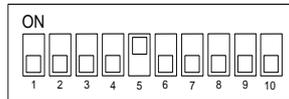


Figura 8 - SW2

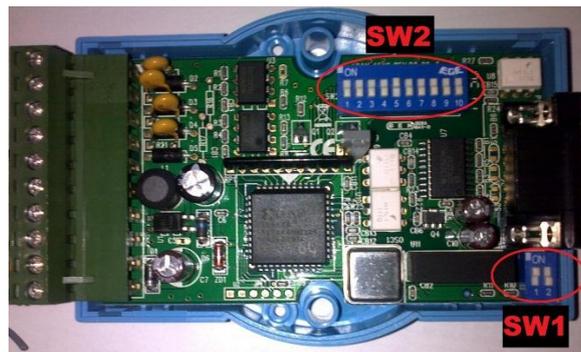


Figura 9 - Pormenor dos jumpers no ADAM

- VI. Conectar o conversor ao computador
- VII. Conectar o cabo conversor RS-232/USB a uma entrada USB disponível no computador
- VIII. Conectar o conversor ADAM à fonte de alimentação



Figura 10 - Ligação à fonte de alimentação

INSTALAÇÃO INFORMÁTICA

Instalar o controlador do conversor RS232 para USB

- I. Abrir o UC-232ADriverInstaller.exe
- II. Seguir as instruções presentes nas caixas de diálogo

Instalar aplicativo que permita a conexão e controlo do sensor
(RS232 analisys; ComDebug; See it)

No cd fornecido encontra-se um ficheiro de instalação do SEE IT

- I. Abrir o setup e seguir as instruções das caixas de diálogo até finalizar a instalação
- II. Reiniciar o computador para que as novas definições surtam efeito

UTILIZAÇÃO

Configuração no software de controlo

- I. Ao abrir o SEE IT verá uma coluna na parte esquerda do ecrã onde deverá colocar as especificações pretendidas:

Port number (numero da porta COM)	a definir pelo computador ¹
Boud Rate	9600
Parity	None
Data bits	8
Stop bits	1
Hand-shaking	0 - none

Tabela 3 - Definições do utilitário

- II. Abrir o gestor de dispositivos (clicar com o botão direito em cima do “Meu Computador”)



Figura 11 - Abrir gestor de dispositivos

- III. Verificar o número da porta atribuída:

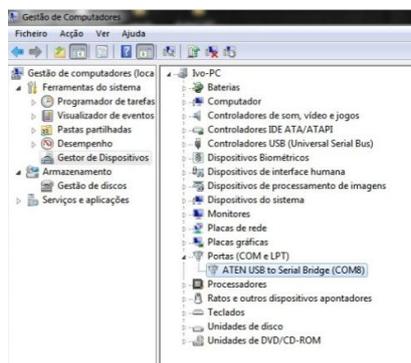


Figura 12 - Portas

¹ Conclui-se que neste caso o computador atribuiu ao nosso dispositivo a porta número 8 (COM8)

Vamos então definir todos os parâmetros no SEE IT, por forma a tornar possível a comunicação com o nosso sensor

IV. Definição da porta COM e restantes características, de acordo com a informação no gestor de dispositivos

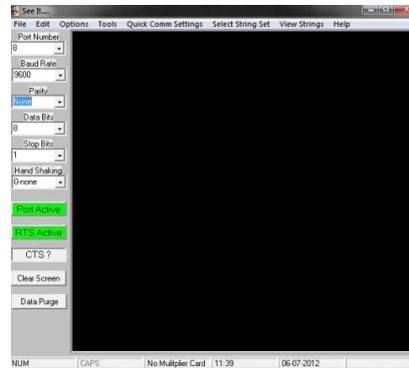


Figura 13 - Definições iniciais²

V. Definir os vectores de comando

Abrir conjunto de vectores

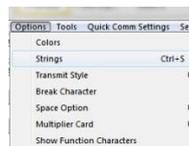


Figura 14 - Abrir um conjunto de vectores

Definir os vectores do conjunto

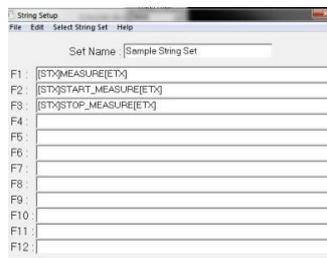


Figura 15 - Atribuição dos diferentes vectores

Depois de definidos podem ser executados e consultados da seguinte forma

² Note-se que se tudo estiver de acordo, os botões da porta e RTS devem aparecer a verde com a designação de activos.

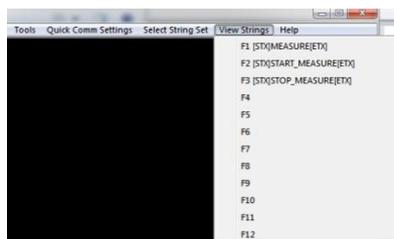


Figura 16 - Vectores correspondentes às diferentes teclas função~

Finalmente podem trabalhar com os dispositivos através da execução dos vários parâmetros seguidos e precedidos de [STX] e [ETX] respectivamente como descrito acima:

MEASURE	Leitura discreta
START_MEASURE	Inicia a leitura contínua
STOP_MEASURE	Finaliza a leitura contínua
AVG	Lê o tempo de resposta definido
AVG FAST	Define tempo de resposta rápido (1 ms)
AVG MEDIUM	Define tempo de resposta médio (10 ms)
AVG SLOW	Define tempo de resposta lento (35 ms)

Tabela 4 - Comandos a utilizar

FICHAS TÉCNICAS DO FABRICANTE

Displacement-Sensor
with distance bar display
Operating Instructions



Tested according to
IEC 60825:2001
EN 60825:2003

Safety Specifications

- ▶ Read the operating instructions before starting operation.
- ▶ Connection, assembly, and settings only by competent technicians.
- ▶ Protect the device against moisture and soiling when operating.
- ▶ No safety component in accordance with EU machine guidelines.
- ▶ **CAUTION:** Use of controls or adjustments or performance of procedures other than those specified herein may result in hazardous radiation exposure.

Proper Use

The displacement sensor OD Value is an opto-electronic sensor and is used for optical determination of object distances without contact.

Starting Operation

1 Only for versions with connector:

Equipment plug horizontally and vertically adjustable. Connect and secure cable receptacle tension-free.

For all versions:

The following apply for connection in **Q**:
br=brown, blu=blue, blk=black, gra=gray, wht=white, ora=orange, pnk=pink, vio=violet, shield=shield. Q=switching output, Q₁=analogue output, MF=Multi-functional input, N.C.= not connected or not available. Connect cables.

For high precise measurement: Use adequate brackets. Note the preferred direction.

In the case of objects with highly reflective or shiny surface, tilt sensor by 5° to 10° relative to surface. In this case consider the effect of a changed mounting angle onto the measurement result.

Connect sensor to operating voltage (see type label). Operation signal light switches on. For measurement of the highest precision, pay attention to the warming-up time.

2 Adjustment:

Align sensor that object is in measuring area. Bar display shows the distance to object. If both outmost red LEDs light up, no measurement is possible (i. e. out of range).

3 Menu structure/Description of functionality:

3a **4 mA/0 V:** Teach actual distance to be output with 4 mA/0 V

3b **20 mA/10 V:** Teach actual distance to be output with 20 mA/10 V

3c **Q1/Q2:** Teach actual distance as:
– upper switching limit (1-point-teach-in), **D 1**
– upper and lower switching limits or switching window (2-point-teach-in), **D 2**
– lower switching limit (Q or inverted 1-point-teach-in).

3d **MF:** Setting functionality of multi-function input:
– Laser Off:
Switching off laser, when signal at MF is active (>3 ms).
– External Teach:
Setting the outputs by external teach:
Teach 4 mA: 70 ms < MF active < 130 ms
Teach 20 mA: 170 ms < MF active < 230 ms
Teach Q1 as Q or switching window (2x within 1 min): 270 ms < MF active < 330 ms
Teach Q1 as Q: 370 ms < MF active < 430 ms
Teach Q2 as Q or switching window (2x within 1 min): 270 ms < MF active < 330 ms
Teach Q2 as Q 370 ms < MF active < 430 ms
Offsetting actual analog signal to 12mA: 670 ms < MF active < 5 s
Resetting the offset of the analog signal: 5 s < MF active
– Sample & Hold:
Holding measurement, when signal at MF is active (>3 ms)

3e **Avg:** Setting of response time or active averaging:
1x: Averaging 2 measurement values Δ 1 ms
2x: Averaging 16 measurement values Δ 10 ms
3x: Averaging 64 measurement values Δ 35 ms

Reset to default settings:
Press select and set button while connecting to power supply until all LEDs blink 3x.

Maintenance

The SICK sensor do not require any maintenance. We recommend that you clean the external lens surfaces and check the screw connections and plug-in connections at regular intervals.

SICK

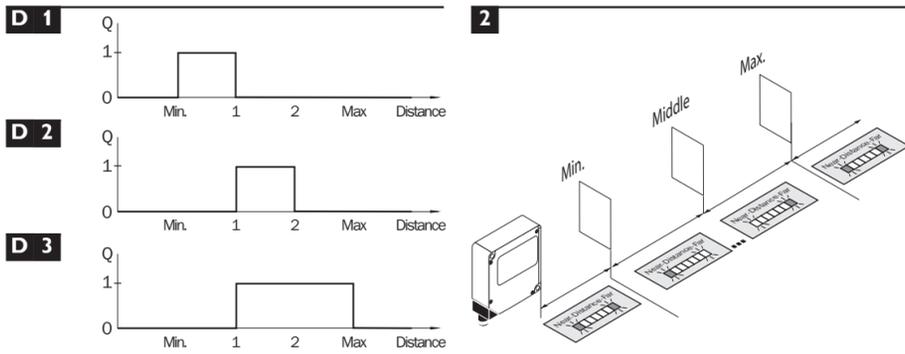
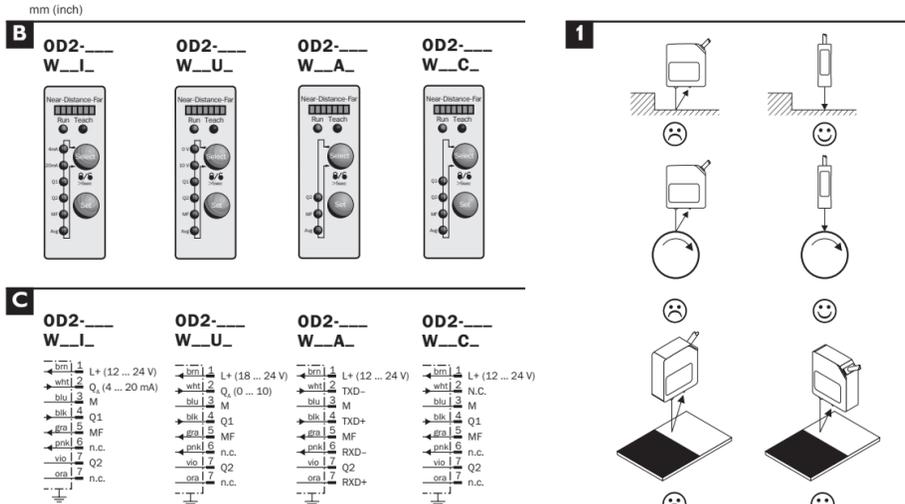
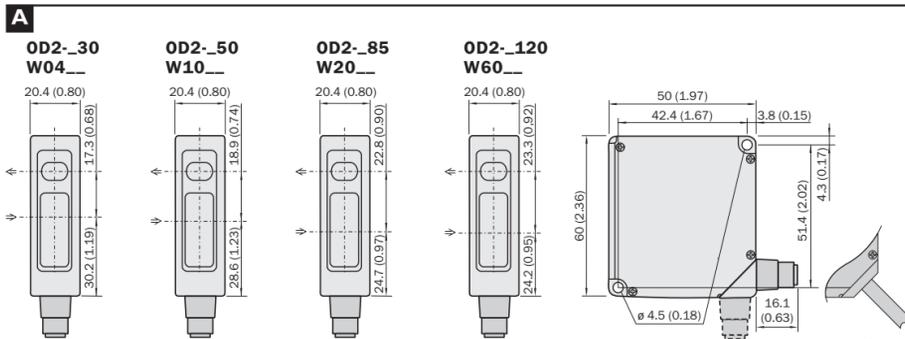
8012953 XX08 GO

SENSICK
OD Value

- Australia Phone +61 3 9497 4100 E-Mail: sales@sick.com.au
- Belgium/Luxembourg Phone +32 (0)2 466 55 66 E-Mail: info@sick.be
- Brazil Phone +55 11 3215-4900 E-Mail: sac@sick.com.br
- Czechia Phone +420 2 57 91 18 50 E-Mail: sick@sick.cz
- China Phone +852 2763 6966 E-Mail: ghk@sick.com.hk
- Denmark Phone +45 45 82 64 00 E-Mail: sick@sick.dk
- Germany Phone +49 211 5301 0 E-Mail: info@sick.de
- Spain Phone +34 93 480 31 00 E-Mail: info@sick.es
- France Phone +33 1 64 62 35 00 E-Mail: info@sick.fr
- Great Britain Phone +44 (0)1277 831121 E-Mail: info@sick.co.uk
- India Phone +91 22 4033 8333 E-Mail: info@sick-india.com
- Israel Phone +972 4 999 0590 E-Mail: info@sick-sensors.com
- Italy Phone +39 02 27 43 41 E-Mail: info@sick.it
- Japan Phone +81 (0)3 3358 1341 E-Mail: support@sick.jp
- Netherlands Phone +31 (0)30 229 25 44 E-Mail: info@sick.nl
- Norway Phone +47 67 81 50 00 E-Mail: austefjord@sick.no
- Austria Phone +43 (0)22 36 62 28 8 0 E-Mail: office@sick.at
- Poland Phone +48 22 837 40 50 E-Mail: info@sick.pl
- Republic of Korea Phone +82 2 786 6321/4 E-Mail: kang@sickkorea.net
- Republic of Slovenia Phone +386 (0)1 47 69 990 E-Mail: office@sick.si
- Romania Phone +40 356 171 120 E-Mail: office@sick.ro
- Russia Phone +7 495 775 05 34 E-Mail: info@sick-automation.ru
- Switzerland Phone +41 41 619 29 39 E-Mail: contact@sick.ch
- Singapore Phone +65 6744 3732 E-Mail: admin@sicksgp.com.sg
- Finland Phone +358 9 25 15 800 E-Mail: sick@sick.fi
- Sweden Phone +46 10 110 10 00 E-Mail: info@sick.se
- Taiwan Phone +886 2 2375 6288 E-Mail: sickgr@ms6.hinet.net
- Turkey Phone +90 216 587 74 00 E-Mail: info@sick.com.tr
- USA/Canada/Mexico Phone +1 (952) 941 6780 E-Mail: info@sickusa.com

More representatives and agencies at www.sick.com

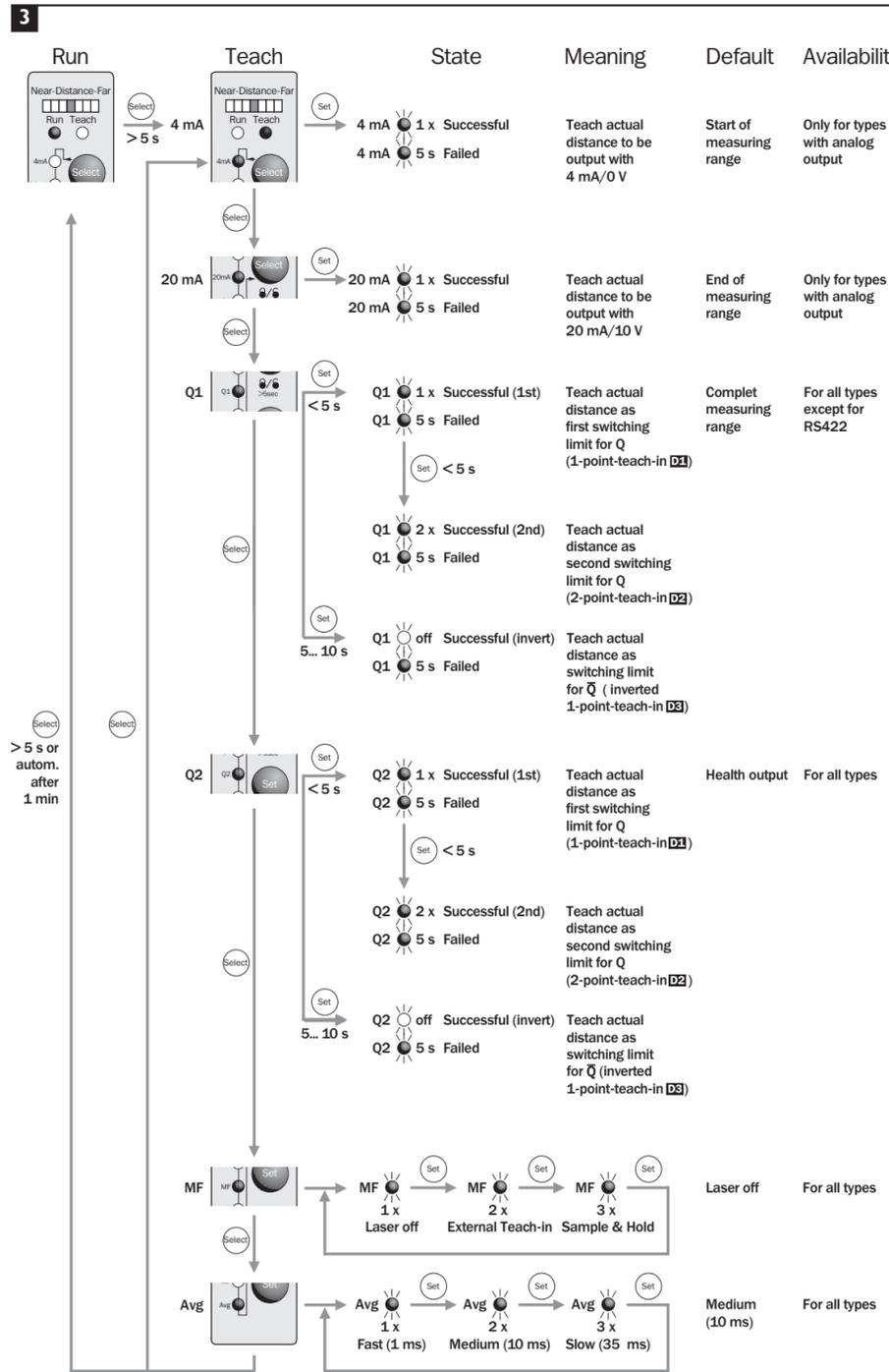
Änderungen vorbehalten
Angegebene Produkteigenschaften und technische Daten stellen keine
Garantieerklärung dar



Type code		OD2	
In & outputs			
PNP	P		
NPN	N		
Measuring range			
26 ... 34 mm	30W04		
40 ... 60 mm	50W10		
65 ... 105 mm	85W20		
60 ... 180 mm	120W60		
Outputs & interfaces			
2 switching outputs ¹⁾ and analogue 4 ... 20 mA ²⁾		I	
2 switching outputs ³⁾ and analogue 0 ... 10 V ⁶⁾		U	
2 switching outputs ⁵⁾		C	
1 switching outputs ⁵⁾ and RS-422		A	
Connection type			
M12 plug, 8-pin ⁸⁾		0	
Cable, 2 m		2	
High = V ₊ , Low ≤ 2.8 V			
High = ≤ 2.8 V, Low = V ₊			
Resolution ¹⁾ Repeatability ²⁾ Accuracy ^{3,4)} Light spot diameter			
6 ... 90 % 6 ... 90 % 6 ... 90 %			
26 ... 34 mm	2 µm	6 µm	± 20 µm
40 ... 60 mm	5 µm	15 µm	± 50 µm
65 ... 105 mm	10 µm	30 µm	± 100 µm
60 ... 180 mm	30 µm	90 µm	± 300 µm
Supply voltage V ₊ : 12 ... 24 V DC			
Supply voltage V ₊ : 18 ... 24 V DC			
Supply voltage V ₊ : 12 ... 24 V DC			
Supply voltage V ₊ : 12 ... 24 V DC			

OD Value	
Supply voltage U _v	12...24 V DC ¹⁾
Output Current I _{max}	4 ... 20 mA ²⁾
Response time	1/10/35 ms ³⁾
Output rate	2 kHz
Output	PNP ^{7)/NPN/Q1 ^{4)/Q2 ⁴⁾}}
Input	MF: Laser off, External Teach-in, Sample & Hold ⁵⁾
Enclosure rating	IP 67
VDE protection class	⊕
Ambient operating temperature	-10 °C ... +40 °C

¹⁾ -5, +10%; 18 ... 24V when using analogue voltage output
²⁾ Load impedance max. 300 Ω
³⁾ Max. 4 ms, automatic sensitivity correlation
⁴⁾ Max. 100 mA / 30 V DC
⁵⁾ Response time ≤ 3 ms



4 Communication with RS Devices:

GENERAL:
Command format ASCII data embedded into STX and ETX e.g. <STX>xxx<ETX>
... Consists either of 1 command (parameter) => request
... Or of 2 commands (parameter and setting) separated by space (shown by ⊔ within the command table) => command to change setting e.g. <STX>AVG⊔FAST<ETX> ... for continual data output values are separated by CR e.g. xxx<CR>xxx<CR>xxx

COMMANDS:

Command	Description	Parameter	Setting
START_MEASURE	Start continual measurement output	MF	Read out setting for multi functional input
STOP_MEASURE	Stop continual measurement output	MF⊔LSR_OFF	Set multi functional input to Laser off (default)
MEASURE	Read out measurement once	MF⊔SH	Set multi functional input to Sample&Hold
START_Q2	Start continual Q2 output	MF⊔TEACH	Set multi functional input to external Teach
STOP_Q2	Stop continual Q2 output	ALARM	Read out actual setting for Alarm
Q2	Read out Q2 once	ALARM⊔CLAMP	Set Alarm to clamp
Q2_HI	Read out actual setting of Q2 Hi	ALARM⊔HOLD	Set Alarm to Hold
Q2_LO	Read out actual setting of Q2 Lo	RESET	Reset all settings to default settings
Q2_HI⊔60.000	Set Q2 Hi for example to 60 mm	ON	Set MF active
Q2_LO⊔40.000	Set Q2 Lo for example to 40 mm		
Q2⊔DEFAULT	Set Q2 to default (Health output)	OFF	Set MF to deactivate
AVG	Read out setting of the speed (Averaging)	BIT_RATE	Read actual setting for Bitrate
AVG⊔FAST	Set Avg to Fast	BIT_RATE⊔9.6k	Set baud rate to 9.6k which is default (also 19.2, 38.4, 76.8 available)
AVG⊔MEDIUM	Set Avg to Medium		
AVG⊔SLOW	Set Avg to Slow		

ANSWERS:

?	Failure
>	Confirm
40.000	sprintf format 40.000 (equivalent to real distance to object in mm; in case of failed measurement value > end of measurement range is given out)
xxx	Setting (e.g. SH, LSR_OFF etc.)