

RESUMO

No presente trabalho apresenta-se um estudo sobre a problemática das ligações nas estruturas, e mais especificamente sobre a ligação pilar-fundação. Efectua-se um estudo com base em resultados publicados na literatura especializada e realizam-se ensaios experimentais que permitiram recolher resultados que servirão de termo de comparação para trabalhos futuros.

As ligações pós instaladas são muito usadas na indústria da pré-fabricação, devido à ligação entre os elementos estruturais se realizar posteriormente à betonagem da peça. São componentes importantes de uma estrutura, pois é nelas que ocorre a transferência de esforços de um elemento para outro.

A aplicação de varões pós-instalados cada vez mais é uma solução adoptada nas estruturas actuais, devido a vários factores entre os quais a pré-fabricação de elementos, a reabilitação de estruturas por adição de varões de reforço em pilares, a correcção de situações de mau posicionamento de varões, entre outras.

Palavras-chave: Ligação Pilar-Fundação, Estruturas de Betão pré-fabricado, Ensaio de Arrancamento

EXPERIMENTAL STUDY OF COLUMN-FOUNDATION CONNECTIONS IN PRECAST STRUCTURES

ABSTRACT

In this work a study is presented on the behaviour of structural precast connections, specially the connection between the column and the foundation. Both a theoretical work, based on results already presented in literature, and an experimental work were performed. The latter one is aimed at producing data that can be used in future works on this subject.

The post installed connections are often used in the prefabrication industry because the connection between the structural elements takes place after the casting of the concrete element. They are important component of a structure, because it is where internal forces are transferred from one element to another.

The application of post-installed bars is increasingly adopted a solution to current structures, rehabilitation of structures by adding reinforcing bars in columns, connection of situations of bad positioning of rebars, among others.

Key Words: Connection Column-Foundation, Precast concrete structures, Pull-Out Test

AGRADECIMENTOS

Eu gostaria de agradecer a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a elaboração da minha dissertação.

Em primeiro lugar, queria agradecer ao Prof. Dr. Válder Lúcio da FCT-UNL que me orientou e sem o qual a realização deste trabalho não teria sido possível.

Gostaria, também, de agradecer a todos os meus colegas e Professores que me apoiaram e acompanharam durante a realização do curso como da dissertação e que me prestaram muitas vezes ajuda durante a realização do meu trabalho. Um especial agradecimento à CONCREMAT, na pessoa do Eng.º Romeu Reguengo, pelo fornecimento de material de estudo, Eng.º Rui Marreiros pelas suas opiniões que permitiam a resolução de alguns problemas, ao Sr. Gaspar e Sr. Jorge pela disponibilidade em executar os trabalhos.

Queria ainda, agradecer a todos os meus amigos que me acompanharam em todos os momentos. Em especial gostaria de agradecer pelo grande apoio do António Salgueiro, Carlos Marques, Cátia Henriques, Hugo Lucas, Marco Dennis, Miguel Contente e ao Tiago Cardoso.

E por último, falta agradecer à minha família por todo o infindável apoio e paciência prestados que, mesmo nos piores momentos, nunca deixaram de me apoiar, o meu Pai, a minha Mãe e o meu irmão.

Um muito obrigado a todos os que contribuíram para a realização deste estudo.

A todos eles devo a realização deste primeiro grande sonho, na minha carreira profissional!

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Objectivo	2
1.2. Descrição dos trabalhos a desenvolver.....	2
1.2.1. Estudo Analítico das ligações pilar-fundação	2
1.2.2. Estudo Experimental das ligações pilar-fundação	4
1.2.3. Comparação e análise dos resultados.....	5
1.3. Plano e organização da dissertação	5
2. LIGAÇÕES PILAR-FUNDAÇÃO.....	7
2.1. Tipos de ligações pilar-fundação.....	7
2.1.1. Ligação por meio de varões de espera.....	7
2.1.2. Ligação por meio de cálice	7
2.1.3. Ligação com chumbadores.....	8
2.1.4. Ligação com armaduras de continuidade.....	9
2.2. Modos de Rotura das Ancoragens.....	9
2.2.1. Rotura pelo aço	10
2.2.2. Rotura por aderência	10
2.2.3. Rotura pelo betão	11
2.2.4. Rotura por fendimento (splitting) do betão.....	19
2.2.5. Verificações	20
3. ESTUDO ANALÍTICO DA ANCORAGEM.....	21
3.1. Apresentação do problema	21
3.2. Quantificação da resistência dos vários modos de rotura.....	24
3.2.1. Rotura pelo aço	25
3.2.2. Rotura por aderência	25
3.2.3. Rotura pelo betão	26
3.3. Comparação dos resultados	28
4. ESTUDO EXPERIMENTAL DA ANCORAGEM.....	29
4.1. Plano de ensaios.....	29
4.2. Caracterização do betão	30
4.3. Caracterização do “grout”.....	32

4.4.	Caracterização do aço do varão $\varnothing 20$	33
4.5.	Procedimento de montagem	33
4.6.	Ensaio experimentais	35
4.6.1.	Ensaio do modelo D1.....	35
4.6.2.	Ensaio do modelo D2.....	37
4.6.3.	Ensaio do modelo D4.....	39
4.6.4.	Ensaio do modelo D6.....	41
4.6.5.	Ensaio do modelo D7.....	43
4.7.	Características dos modelos	45
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	46
5.1.	Análise dos resultados experimentais	47
5.1.1.	Modelo D1	48
5.1.2.	Modelo D2	48
5.1.3.	Modelo D4	49
5.1.4.	Modelo D6	50
5.1.5.	Modelo D7	51
5.1.6.	Comparação dos resultados	52
6.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	57
6.1.	Conclusões	57
6.2.	Desenvolvimentos futuros	58
7.	REFERÊNCIAS	59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Exemplo de um pilar pré-fabricado com a armadura mal posicionada	1
Figura 1.2 - Exemplo de um pilar com reforço.....	1
Figura 1.3 - Mal posicionamento de varões	1
Figura 1.4 - Varão pós instalado na fundação, sujeito um momento e uma força axial.....	3
Figura 1.5 – Modelo de um varão individual (D1).....	3
Figura 1.6 – Modelo de um grupo de varões espaçados s1 (D2).....	4
Figura 1.7 - Modelo de um grupo de varões espaçados s2 (D3).....	4
Figura 1.8 - Modelo de um grupo de varões espaçados s3 (D4).....	4
Figura 1.9 - Modelo de um grupo de varões espaçados s2 (D5).....	4
Figura 1.10 - Modelo de um grupo de varões espaçados s3 com uma distância à zona de compressão de 150/500 mm (D6)	4
Figura 1.11 - Modelo de um grupo de varões espaçados s3 com uma distância à zona de compressão de 100/500 mm (D7)	4
Figura 2.1 - Fundação com armaduras de espera	7
Figura 2.2 - Ligação por meio de cálice em sapata pré-fabricada.....	8
Figura 2.3 – Ligação por meio de cálice em sapata betonada em obra	8
Figura 2.4 – Ligação com chumbadores	8
Figura 2.5 - Ligação com armaduras de continuidade salientes da sapata.....	9
Figura 2.6 - Ligação com armaduras de continuidade salientes do pilar.....	9
Figura 2.7 - Rotura do varão de aço.....	10
Figura 2.8 – Rotura por aderência entre o Varão de Aço e o <i>Grout</i>	10
Figura 2.9 – Rotura por aderência entre o Bloco de Betão e o <i>Grout</i>	10
Figura 2.10 – Rotura pelo cone de betão	11
Figura 2.11 - Exemplo de pilar onde a força de compressão causada pelo momento actuante no suporte pode aumentar a capacidade do cone de betão do varão à tracção.....	12
Figura 2.12 - Cone de betão idealizado sendo A_c, N_0 a área da base do cone de betão de um varão individual á tracção.....	13
Figura 2.13 - Grupo de varões $s < scr, N$ afastado dos bordos.....	14
Figura 2.14 - Varão individual no bordo do bloco de betão $c_1 < ccr, N$	14
Figura 2.15 - Exemplos de áreas A_c, N_0 de um grupo de duas ancoragens no bordo do bloco de betão.....	15
Figura 2.16 - Exemplos de áreas A_c, N_0 de um grupo de quatro ancoragens no canto do bloco de betão	15

Figura 2.17 - Exemplos de varões sujeitos a excentricidade numa direcção – todos os varões traccionados.....	16
Figura 2.18 - Exemplo de varões sujeitos a excentricidade numa direcção – apenas algumas ancoragens do grupo estão traccionadas	16
Figura 2.19 - Exemplo de varões sujeitos a excentricidade em duas direcções – apenas algumas ancoragens do grupo estão traccionadas	16
Figura 2.20 – Exemplo de varões, em blocos de betão, muito próximos de três bordos	19
Figura 2.21 - Exemplo de varões, em blocos de betão, muito próximos de quatro bordos	19
Figura 3.1 - Disposição do modelo de ensaio (D1) varão individual.....	21
Figura 3.2 - Disposição dos modelos de ensaio: (D2) grupo de 2 varões afastados $s_1=100$ mm; (D3) grupo de 2 varões afastados $s_2=150$ mm; (D4) grupo de 2 varões afastados $s_3=200$ mm.	22
Figura 3.3 - Disposição do modelo de ensaio (D5) grupo de 3 varões afastados $s_2=150$ mm	22
Figura 3.4 - Disposição do modelo de ensaio para grupo de 2 varões afastados $s_3=200$ mm com uma zona de compressão distanciada: (D6) 100mm; (D7) 150mm	23
Figura 3.5 - Representação do esquema do ensaio dos modelos D6 e D7	23
Figura 3.6 – Representação da resultante do esquema anterior.....	24
Figura 3.7 - Área do cone de betão para o modelo D1	26
Figura 3.8 - Área do cone de betão para o modelo D2	26
Figura 3.9 - Área do cone de betão para o modelo D3	26
Figura 3.10 - Área do cone de betão para o modelo D4	26
Figura 3.11 - Área do cone de betão para o modelo D5	26
Figura 3.12 - Área do cone de betão para o modelo D6	26
Figura 3.13 - Área do cone de betão para o modelo D7	27
Figura 4.1 - Plano de execução dos ensaios.....	29
Figura 4.2 - Bloco de Betão armado utilizado nos ensaios experimentais	30
Figura 4.3 – Cubo de betão.....	30
Figura 4.4 – Ensaio do cubo.....	31
Figura 4.5 – Cubo ensaiado	31
Figura 4.6 – Provetes de “grout”.....	32
Figura 4.7 – Ensaio dos provetes de “grout” à flexão.....	32
Figura 4.8 - Bloco de Betão armado.....	34
Figura 4.9 – Marcação do posicionamento das ancoragens.....	34
Figura 4.10 – Furação do betão	34

Figura 4.11 – Selagem dos varões.....	34
Figura 4.12 – Posicionamento no laboratório	34
Figura 4.13 – Colocação de extensómetros	34
Figura 4.14 – Colocação do perfis metálicos.....	34
Figura 4.15 – Colocação de deflectómetros para medição de deslocamentos	34
Figura 4.16 – Colocação de viga transversal	34
Figura 4.17 – Placas de ancoragem.....	34
Figura 4.18 – Células de carga	34
Figura 4.19 – Macacos hidráulicos	34
Figura 4.20 – Cilindro e cunhas de ancoragem.....	34
Figura 4.21 – Deflectómetros	34
Figura 4.22 – Equipamento de aquisição de dados	34
Figura 4.23 - Modelo D1.1	35
Figura 4.24 – Rotura pelo aço	35
Figura 4.25 – Antes do ensaio.....	35
Figura 4.26 – Depois da rotura.....	35
Figura 4.27 – Modelo D1.2	36
Figura 4.28 – Antes do ensaio.....	36
Figura 4.29 - Rotura por aderência	36
Figura 4.30 - Rotura por aderência	36
Figura 4.31 – Modelo D1.3.....	36
Figura 4.32 – Antes do ensaio.....	36
Figura 4.33 - Rotura pelo cone de betão	37
Figura 4.34 - Rotura pelo cone de betão	37
Figura 4.35 – Modelo D2.1	37
Figura 4.36 – Antes do ensaio.....	37
Figura 4.37 - Rotura pelo cone de betão	37
Figura 4.38 - Rotura pelo cone de betão	37
Figura.4.39 – Modelo D2.2.....	38
Figura 4.40 – Antes do ensaio.....	38
Figura 4.41 - Rotura pelo cone de betão	38
Figura 4.42 - Rotura pelo cone de betão	38
Figura 4.43 – Modelo D2.3.....	38
Figura 4.44 - Antes do ensaio	38
Figura 4.45 - Rotura pelo cone de betão	39

Figura 4.46 - Rotura pelo cone de betão	39
Figura 4.47 – Modelo D4.1	39
Figura 4.48 – Antes do ensaio.....	39
Figura 4.49 – Rotura pelo cone de betão	39
Figura 4.50 - Rotura pelo cone de betão	39
Figura.4.51 – Modelo D4.2	40
Figura 4.52 – Antes do ensaio.....	40
Figura 4.53 - Rotura pelo cone de betão	40
Figura 4.54 - Rotura pelo cone de betão	40
Figura 4.55 – Modelo D4.3	40
Figura 4.56 - Rotura pelo cone de betão	40
Figura 4.57 - Rotura pelo cone de betão	41
Figura 4.58 - Rotura pelo cone de betão	41
Figura 4.59 – Modelo D6.1	41
Figura 4.60 – Antes da rotura.....	41
Figura 4.61 - Rotura pelo cone de betão	41
Figura 4.62 - Rotura pelo cone de betão	41
Figura 4.63 – Modelo D6.2.....	42
Figura 4.64 – Antes do ensaio.....	42
Figura 4.65 - Rotura pelo cone de betão	42
Figura 4.66 - Rotura pelo cone de betão	42
Figura 4.67 - Modelo D6.3.....	42
Figura 4.68 - Antes do ensaio	42
Figura 4.69 - Rotura pelo cone de betão	43
Figura 4.70 - Rotura pelo cone de betão	43
Figura 4.71 – Modelo D7.1	43
Figura 4.72 – Antes do ensaio.....	43
Figura 4.73 - Rotura por aderência	43
Figura 4.74 - Rotura por aderência	43
Figura 4.75 - Modelo D7.2.....	44
Figura 4.76 – Antes do ensaio.....	44
Figura 4.77 - Rotura pelo cone de betão	44
Figura 4.78 - Rotura pelo cone de betão	44
Figura 4.79 – Modelo D7.3	44
Figura 4.80 - Antes do ensaio	44

Figura 4.81 - Rotura pelo cone de betão	45
Figura 4.82 - Rotura pelo cone de betão	45
Figura 5.1 - Resultados dos ensaios do modelo D1	48
Figura 5.2 - Resultados dos ensaios do modelo D2	49
Figura 5.3 - Resultados dos ensaios do modelo D4	50
Figura 5.4 - Resultados dos ensaios do modelo D6	51
Figura 5.5 - Resultados dos ensaios do modelo D7	52
Figura 5.6 - Comparação dos modelos ensaiados	54
Figura 5.7 - Comparação de valores ensaiados e calculados analiticamente ..	55

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Verificações necessárias para garantir a segurança de uma ancoragem à tracção	20
Tabela 3.1 - Dados para os cálculos.....	24
Tabela 3.2 – Resistência dos modelos à rotura pelo aço	25
Tabela 3.3 - Resistência dos modelos à rotura por aderência	25
Tabela 3.4 – Áreas de influência dos cones de betão	27
Tabela 3.5 - Comparação do resultado das duas equações	27
Tabela 3.6 - Resistência dos modelos com rotura pelo betão.....	28
Tabela 3.7 - Resistência á tracção dos modelos para os diferentes modos de rotura.....	28
Tabela 4.1 - Valor de resistência à compressão nos blocos	31
Tabela 4.2 - Valor de resistência à compressão em relação aos ensaios experimentais.....	31
Tabela 4.3 – Resistência à tracção dos provetes de SIKA Grout.....	32
Tabela 4.4 – Resistência à compressão dos provetes de SIKA Grout.....	32
Tabela 4.5 – Características dos modelos.....	45
Tabela 5.1 - Cálculo da força de cedência do modelo D1	48
Tabela 5.2 - Cálculo da força de cedência do modelo D2.....	49
Tabela 5.3 - Cálculo da força de cedência do modelo D4	50
Tabela 5.4 - Cálculo da força de cedência do modelo D6.....	51
Tabela 5.5 - Cálculo da força de cedência do modelo D7	52
Tabela 5.6 - Valores de rotura analíticos dos modelos.....	53
Tabela 5.7 – Valores dos modelos elasto-plástico.....	53
Tabela 5.8 – Comparação de valores nos diferentes modelos.....	55

SIMBOLOGIA

Maiúsculas Latinas

b	Largura do provete
c	Distância ao bordo
$c_{cr,N}$	Distância da área do cone
d	Altura do provete
d_{nom}	Diâmetro nominal
$desl$	Deslocamento
e	Excentricidade
$f_{ccubo,m}$	Tensão média de compressão no cubo
f_{cm}	Tensão média de compressão no cilindro
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura por compressão do betão
f_{bd}	Valor de cálculo da tensão de aderência
f_{tm}	Valor médio da resistência à tracção do betão
h	Espessura do bloco
h_{ef}	Profundidade de embebimento
k	Constante
n	Número de varões traccionados
s	Espaçamento
$s_{cr,N}$	Distância crítica entre ancoragens no cone de betão
$c_{cr,N}$	Distância crítica de uma ancoragem ao bordo
w_k	Abertura de fendas

Minúsculas Latinas

A	Área
$A_{c,N}$	Área de influência do cone de betão
$A_{c,N}^0$	Área de influência do cone de betão para um varão individual
A_s	Secção do Varão
F	Força
L	Comprimento do provete
M	Momento
$M_{Rk,s}$	Momento característico
N	Força axial
$N_{Rk,s}$	Resistência característica axial na rotura pelo aço
$N_{Rk,p}$	Resistência característica axial na rotura de aderência
$N_{Rk,c}$	Resistência característica axial na rotura pelo betão
$N_{Rk,c}^0$	Resistência característica axial na rotura pelo betão de um varão individual
V	Força de corte
$V_{Rk,s}$	Força característica de corte

Maiúsculas Gregas

ψ	Efeitos
E	Módulo de Elasticidade

Minúsculas Gregas

σ	Tensão
ε	Deformação
\emptyset	Diâmetro
γ	Factor de segurança parcial
δ	Deslocamento

Abreviaturas

C	Compressão
T	Tracção
zc	Zona de compressão

1. INTRODUÇÃO

Esta dissertação tem como objectivo elaborar um estudo sobre ligações pilar-fundação pós-instaladas. Esse estudo é numa primeira fase realizado analiticamente, seguindo-se posteriormente um conjunto de ensaios experimentais e uma análise comparativa entre formulações analíticas e resultados experimentais.

As ligações pós instaladas são muito usadas na indústria da pré-fabricação, devido à ligação entre os elementos estruturais se realizar posteriormente à betonagem da peça.

As ligações entre elementos estruturais são uma componente muito importante de uma estrutura, pois é nelas que ocorre a transferência de esforços de um elemento para outro, Por isso estas zonas são consideradas como elementos de descontinuidade.

A aplicação de varões pós-instalados cada vez mais é uma solução a adoptar nas estruturas actuais, devido a vários factores entre os quais a pré-fabricação de elementos, a reabilitação de estruturas através da introdução de varões de reforço em pilares, em situações de mau posicionamento de varões, entre outros. É de referenciar que estas ligações pilar-fundação são mais condicionadas por acções horizontais do tipo acções sísmicas, acção do vento e outro tipo de forças cíclicas ou monotónicas horizontais.

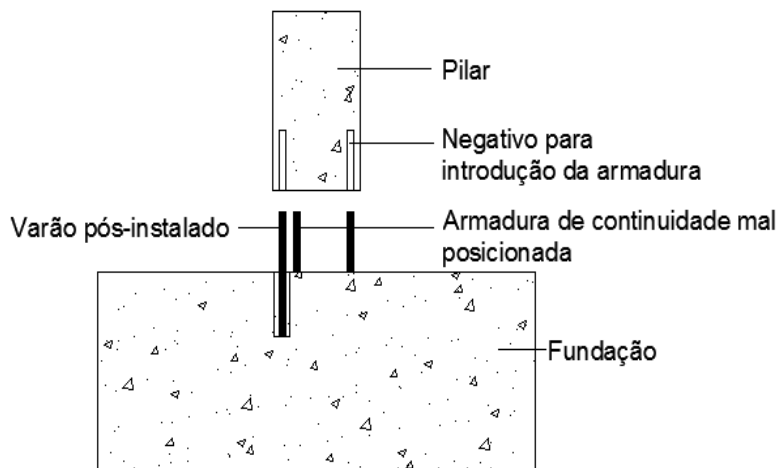


Figura 1.1 - Exemplo de um pilar pré-fabricado com a armadura mal posicionada

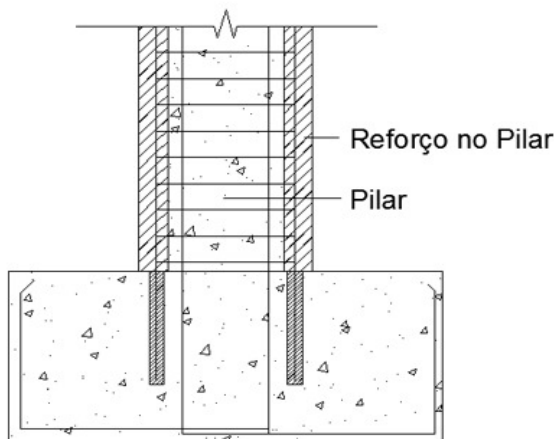


Figura 1.2 - Exemplo de um pilar com reforço

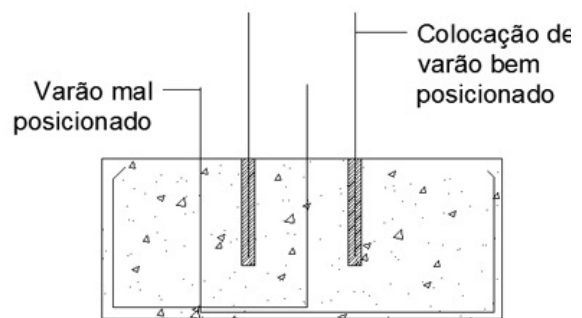


Figura 1.3 - Mal posicionamento de varões

Já existem alguns trabalhos desenvolvidos sobre o estudo de ligações de varões pós-instalados onde são descritos modelos de rotura e expressões usadas para cálculo da resistência à rotura.

Neste trabalho vai ser desenvolvido um estudo analítico e experimental da resistência ao arrancamento de grupos de varões de aço sujeitos a forças de tracção, selados com recurso a grout em blocos de betão. Na sequência do trabalho realizado, constatou-se que havia uma lacuna de informação para cálculo das ligações pilar-fundação com um momento aplicado. Dada esta falta de informação, surgiu a hipótese de efectuar o presente estudo.

As ligações entre elementos estruturais são consideradas como descontinuidades em todo o tipo de estruturas. Neste estudo considerou-se ligações pós-instaladas no bloco de betão. Estas ligações devem ser analisadas como elemento de descontinuidade, ou seja, analisadas individualmente.

1.1. Objectivo

Neste trabalho, vai ser abordado o estudo analítico, do comportamento monotónico de ligações pilar-fundação. Vão ser calculadas as resistências ao arrancamento em varões de aço introduzidos em negativos executados no maciço de betão armado (fundação) e selados com recurso a grout. Este trabalho é a continuação do trabalho já desenvolvido por Reguengo [1], tendo como objectivo o estudo da interacção dos modos de rotura da ancoragem de um grupo de dois ou mais varões, em função do seu afastamento. Foram elaborados ensaios dos modelos estudados analiticamente, de modo a permitir realizar uma comparação entre estudos.

Na sequência do estudo, surge também uma análise de resistência dos varões colocados em pilares sujeitos a um momento aplicado. Este momento é criado devido à excentricidade entre as duas zonas de compressão próximas da zona de arrancamento, com diferentes distâncias de modo a avaliar se existe alguma relação implícita.

1.2. Descrição dos trabalhos a desenvolver

1.2.1. Estudo Analítico das ligações pilar-fundação

O trabalho consiste em, com base em trabalhos e estudos já elaborados anteriormente Reguengo [1], calcular a resistência de arrancamento de diferentes grupos de varões de aço selados em carotes com recurso a grout num maciço de betão armado. Tem-se em conta os três modos de rotura: rotura pelo aço, pelo betão e por aderência.

Neste estudo pretende-se analisar o comportamento de varões pós instalados na fundação, traccionados por acção do momento na base do pilar (ver figura 1.4).

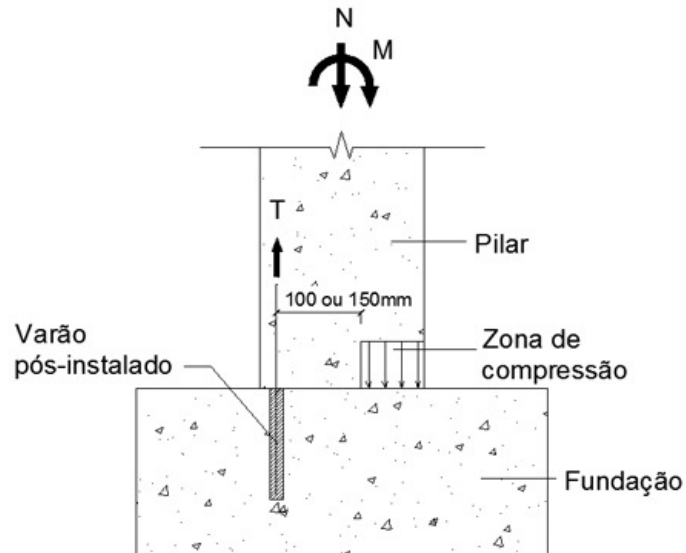


Figura 1.4 - Varão pós instalado na fundação, sujeito um momento e uma força axial

Os modelos a analisar neste estudo analítico: são um varão individual; grupos de dois varões espaçados de $s_1=100$ mm, $s_2=150$ mm e $s_3=200$ mm; e grupos de dois varões espaçados de s_3 com uma distância à zona de compressão de 100 mm e 150 mm. Nas figuras seguintes mostram-se os modelos em análise.

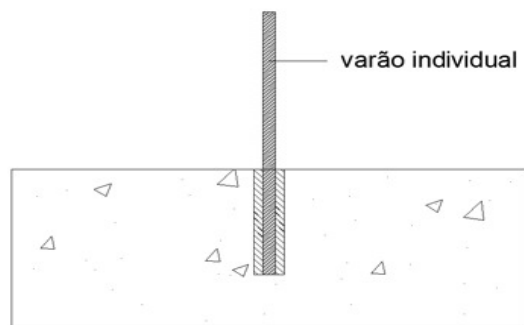


Figura 1.5 – Modelo de um varão individual (D1)

Estudo Experimental da Ligação Pilar-Fundação em Estruturas Pré-Fabricadas

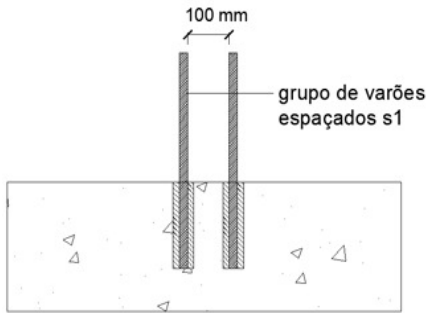


Figura 1.6 – Modelo de um grupo de varões espaçados s1 (D2)

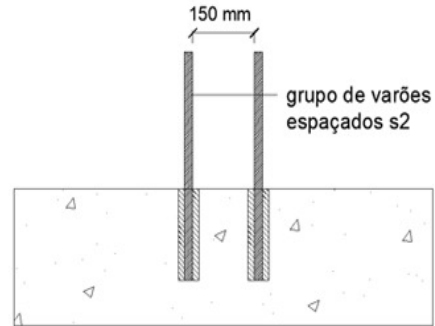


Figura 1.7 - Modelo de um grupo de varões espaçados s2 (D3)

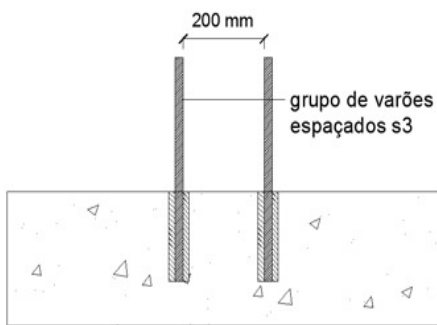


Figura 1.8 - Modelo de um grupo de varões espaçados s3 (D4)

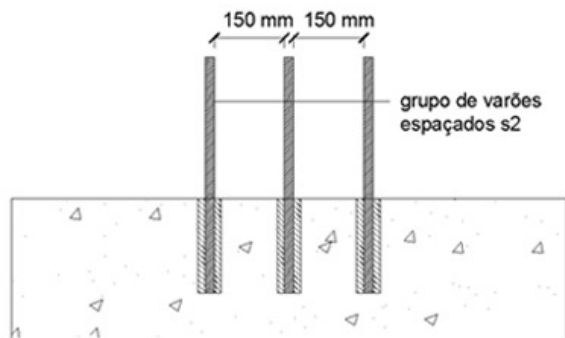


Figura 1.9 - Modelo de um grupo de varões espaçados s2 (D5)

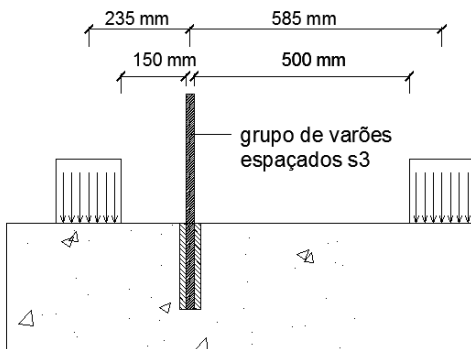


Figura 1.10 - Modelo de um grupo de varões espaçados s3 com uma distância à zona de compressão de 150/500 mm (D6)

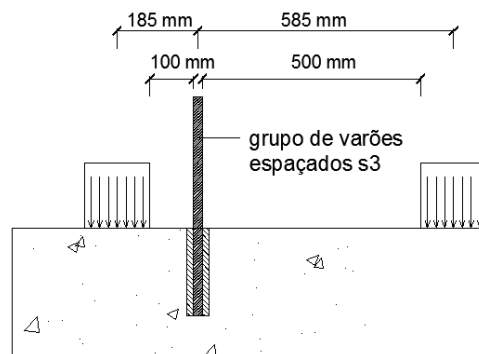


Figura 1.11 - Modelo de um grupo de varões espaçados s3 com uma distância à zona de compressão de 100/500 mm (D7)

1.2.2. Estudo Experimental das ligações pilar-fundação

Construíram-se modelos experimentais, de modo a obter valores para posterior comparação com os valores obtidos analiticamente. Inicialmente elaborou-se um plano de ensaios com

base nos resultados obtidos do estudo analítico, plano esse que no desenrolar dos ensaios foi alterado devido a condicionalismos existentes, como por exemplo a extensão do dano nos blocos de betão que simulam a fundação, causados pelos ensaios, limitando o número de ensaios que foi possível executar. Consequentemente executou-se outro plano, com menor número de ensaios e mantendo apenas aqueles que iriam ter maior representatividade e valor de comparação.

1.2.3. Comparação e análise dos resultados

Vai ser realizada uma comparação entre os valores resultantes do estudo analítico e os valores dos ensaios experimentais. No entanto, devido à falta de informação sobre o método de cálculo para os modelos D6 e D7 (figuras 1.10 e 1.11), estes vão ser estudados analiticamente com base nas áreas de rotura.

1.3. Plano e organização da dissertação

Esta dissertação encontra-se organizada em 6 capítulos, de acordo com o desenrolar do plano da dissertação e das actividades desenvolvidas.

No capítulo 1 encontra-se a introdução, onde é feita uma primeira abordagem ao tema a desenvolver; seguidamente no capítulo 2 é efectuada uma introdução à ligação estrutural da ligação pilar-fundação que é o motivo deste trabalho.

É expressa no capítulo 3 a metodologia para o cálculo analítico dos diferentes modos de rotura que podem existir entre elementos estruturais, seguidamente o capítulo 4 descreve todo o procedimento, as características e os valores resultantes dos ensaios experimentais

É feita uma comparação no capítulo 5 entre os dois estudos, analítico e experimental, realizados com base nos capítulos 3 e 4.

No capítulo 6 são expressas as conclusões do estudo e sugestões para desenvolvimentos futuros; por último no capítulo é apresentada a bibliografia.

2. LIGAÇÕES PILAR-FUNDAÇÃO

Nas ligações pilar-fundação é corrente haver esforços de compressão elevados com pequena excentricidade (normalmente em combinação com acções de variável base sobrecarga), esforços de compressão moderados com média e elevada excentricidade (resultantes de combinações de acções de variável base vento ou sismo) e em pilares periféricos, pouco comprimidos, a excentricidade devido às cargas verticais ou a acção sísmica pode ser elevada.

2.1. Tipos de ligações pilar-fundação

2.1.1. Ligação por meio de varões de espera

A ligação por meio de varões de espera é a mais frequente na execução de estruturas betonadas in-situ onde os elementos são executados por fases, sendo a ligação entre elementos estabelecida por varões de espera, como representado na figura 2.1. Estes varões são posteriormente emendados com a armadura do pilar para restabelecer a continuidade dos elementos estruturais.

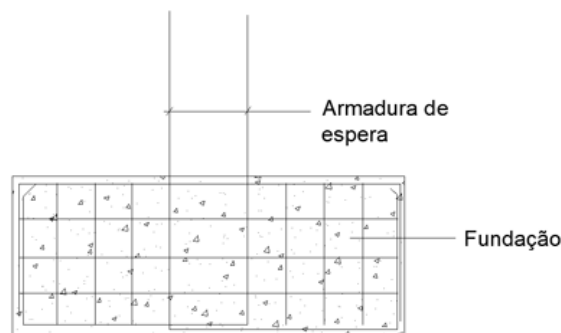


Figura 2.1 - Fundação com armaduras de espera

2.1.2. Ligação por meio de cálice

Na ligação pilar-fundação por meio de cálice, para pilares pré-fabricados, a fundação pode ser pré-fabricada ou moldada em obra e dispõe de uma cavidade na sua face superior, na qual é introduzida a extremidade do pilar, sendo posteriormente selada a junta existente entre os dois elementos como se pode visualizar nas figuras 2.2 e 2.3.

A geometria da fundação pode apresentar formas variadas. A solução com sapata pré-fabricada inclui um pedestal saliente na face superior da fundação, em forma de caixa, destinado a acomodar a extremidade do pilar. Com esta solução evitam-se grandes maciços, se a altura da sapata for suficiente para resistir aos esforços instalados, Silva [5].

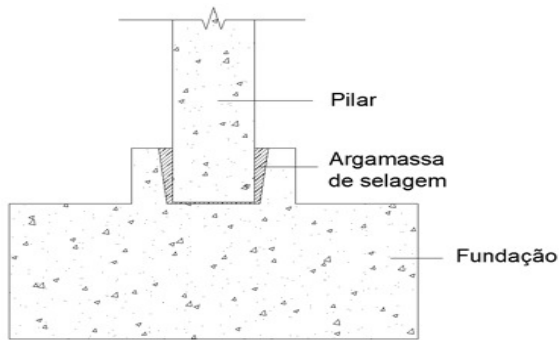


Figura 2.2 - Ligação por meio de cálice em sapata pré-fabricada

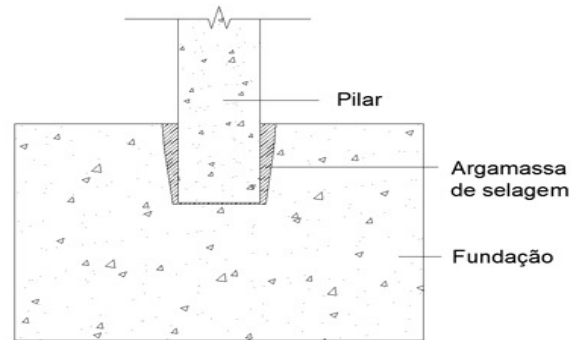


Figura 2.3 – Ligação por meio de cálice em sapata betonada em obra

Noutras situações a sapata é constituída por um bloco que incorpora a cavidade para alojamento do pilar. Esta solução, embora corresponda a um maior volume de betão, poderá tornar-se mais económica pois tem armaduras e cofragens mais simples. Este tipo de sapata, dado o seu maior peso, é normalmente betonado em obra.

2.1.3. Ligação com chumbadores

A fundação dispõe de chumbadores, com extremidade saliente e roscada, embebidos e devidamente amarrados no betão (fig. 2.4). A face inferior do pilar apresenta uma chapa metálica com a furação concordante com a posição dos chumbadores á qual se encontram soldados os varões da armadura longitudinal do pilar.

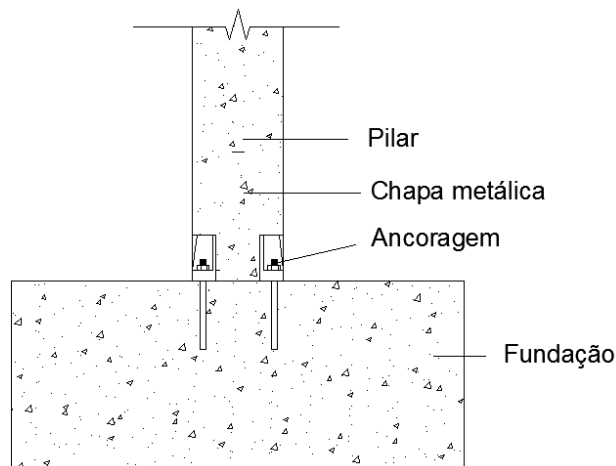


Figura 2.4 – Ligação com chumbadores

2.1.4. Ligação com armaduras de continuidade

A ligação pilar-fundação pode ser efectuada com armaduras de continuidade salientes da fundação e amarradas no pilar, ou o contrário, com armaduras salientes do pilar e amarradas na fundação (figs. 2.5 e 2.6) Reguengo [1].

Na situação mais comum, a fundação dispõe de armaduras longitudinais salientes que são introduzidas nos furos existentes na base do pilar, efectuando-se a amarração através do preenchimento dos furos com argamassa não retráctil ou resinas epoxídica.

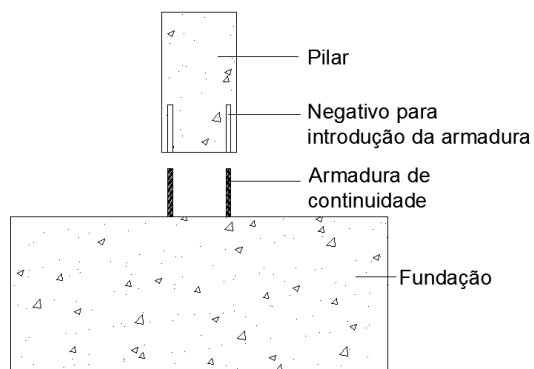


Figura 2.5 - Ligação com armaduras de continuidade salientes da sapata

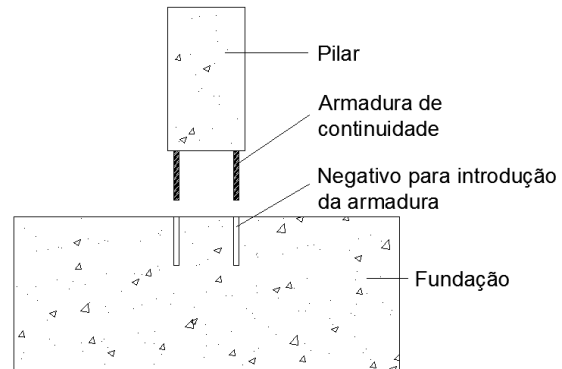


Figura 2.6 - Ligação com armaduras de continuidade salientes do pilar

Nas secções seguintes aborda-se a problemática do comportamento em tracção da ancoragem de varões do pilar quando inseridos e selados nos negativos existentes na fundação.

2.2. Modos de Rotura das Ancoragens

Em ancoragens de varões pós-instalados no betão, por meio de grout, a rotura pode ocorrer: por tracção do aço; por aderência na interface grout-betão; ou ainda pelo betão com formação de uma superfície de rotura em cone invertido.

2.2.1. Rotura pelo aço

Esta rotura existe quando é atingida a força de rotura à tracção do aço, como se exemplifica na figura 2.7.

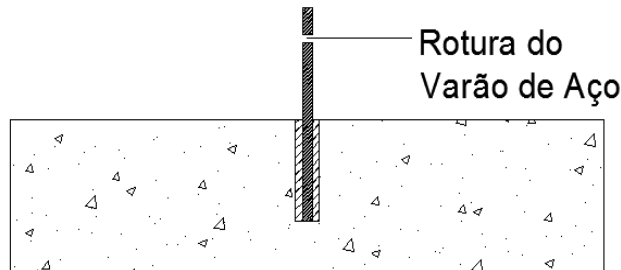


Figura 2.7 - Rotura do varão de aço

No caso da rotura pelo aço, a resistência característica de um varão, $N_{Rk,s}$ CEB [2], é obtida através da equação (2.1).

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{yk} \quad (2.1)$$

com

A_s – secção mínima ao longo do comprimento do varão traccionado

f_{yk} - valor característico da tensão de cedência

2.2.2. Rotura por aderência

Esta rotura pode surgir por aderência entre dois materiais diferentes quer pela interface aço-grout (fig. 2.8) quer pela interface grout-betão (fig. 2.9). Este tipo de rotura é normalmente acompanhada pela formação de um pequeno cone superficial em betão.

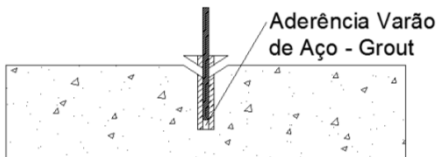


Figura 2.8 – Rotura por aderência entre o Varão de Aço e o Grout

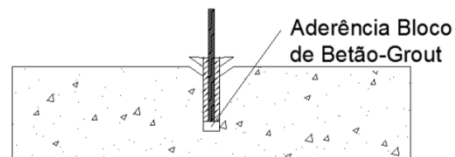


Figura 2.9 – Rotura por aderência entre o Bloco de Betão e o Grout

A resistência característica de uma ancoragem, no caso de rotura por aderência entre o grout e o aço $N_{Rk,p}$, pode ser determinada através da equação 2.2. Nesta equação, o valor

característico da tensão de aderência entre o aço e o grout, f_{bk} , deve ser avaliado a partir dos resultados dos ensaios adequados.

$$N_{Rk,p} = \pi \cdot \emptyset \cdot h_{ef} \cdot f_{bk} \quad (2.2)$$

com

\emptyset – diâmetro nominal do varão

h_{ef} - comprimento da ancoragem

No caso de a rotura se dar por aderência entre o grout e o betão pode-se considerar uma expressão semelhante à anterior (2,2) em que f_{bk} é a tensão resistente por aderência entre os dois materiais e \emptyset o diâmetro do furo no betão.

2.2.3. Rotura pelo betão

Devido à tracção no varão ancorado desenvolvem-se tensões de tracção no betão que podem levar à formação de uma superfície de rotura em forma de cone que se destaca em conjunto com o varão. Fundamentalmente esta rotura depende da profundidade da ancoragem e da resistência à tracção do betão (fig. 2.10).

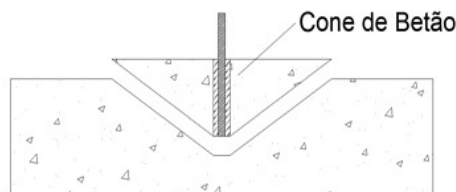


Figura 2.10 – Rotura pelo cone de betão

A resistência característica de um ensaio de arrancamento à tracção, $N_{Rk,c}$, de um varão ou de um grupo de varões, no caso de rotura pelo betão, é dada pela equação (2.3) CEB [2].

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \quad (2.3)$$

com

$N_{Rk,c}^0$ – resistência característica de um varão individual, sem efeitos dos bordos e de espaçamento, ancorado num betão fendilhado.

$\psi_{A,N}$ – factor que tem em conta os efeitos de geometria em termos de espaçamento e da distância aos bordos.

$\psi_{s,N}$ – factor que tem em conta a influência dos bordos dos blocos de betão na distribuição das tensões no betão.

$\psi_{ec,N}$ – factor que tem em conta o efeito de grupo quando diferentes forças actuam nos varões de um grupo.

$\psi_{re,N}$ – factor que tem em conta o comprimento da ancoragem.

$\psi_{ucr,N}$ – factor que tem em conta a fendilhação do betão.

Existe uma diminuição da resistência característica de um cone de betão, onde actua uma força de compressão perto da superfície de betão traccionada. Quando este espaçamento, entre as diferentes forças actuantes de tracção e de compressão for $s \leq 1.5 h_{ef}$, esta diminuição de resistência é negligenciada, na equação (2.3) o modelo de cálculo para esta situação ainda não está estudado; com esse intuito, vai-se tentar aqui obter algum tipo de comparação.

Os diferentes factores da equação (2.3) são apresentados nas secções seguintes.

a) Resistência individual

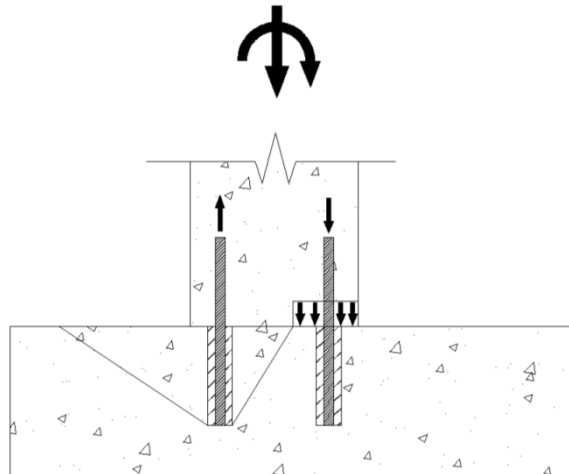


Figura 2.11 - Exemplo de pilar onde a força de compressão causada pelo momento actuante no suporte pode aumentar a capacidade do cone de betão do varão à tracção

A resistência característica de um varão individual, sem os efeitos de bordo e de espaçamento entre ancoragens, e ancorado num betão fendilhado, é dado por:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (2.4)$$

com

$$k_1 = 7.5$$

f_{ck} – valor característico da resistência à compressão do betão em MPa

Diferentes valores de k_1 podem ser obtidos por ensaios experimentais mas em geral $k_1 \leq 9.0$.

Para se obter a equação para um betão não fendilhado, tem que se ter em conta o factor $\psi_{ucr,N}$ referido atrás.

Neste documento de estudo utiliza-se a equação (2.4), para o cálculo da resistência característica de um varão individual, contudo; *Miltenberger* [4] apresenta outra equação (2.5) onde pode ser calculada a mesma resistência.

$$N_{Rk,c}^0 = 12.5 \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (2.5)$$

b) Efeito da geometria e do espaçamento

O factor $\psi_{A,N}$ tem em conta os efeitos da geometria do espaçamento entre ancoragens e da distância ao bordo, onde:

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N}^0 \quad (2.6)$$

$A_{c,N}^0$ – área de influência do cone na superfície do betão, de um varão individual sem interferência de efeitos de espaçamento e de bordo, idealizando o cone de betão como uma pirâmide com altura igual a h_{ef} e base quadrada de lado igual a $s_{cr,N}$ (ver figura 2.12)

$A_{c,N}$ – área de influência real do cone de betão na superfície do betão, tendo em conta a sobreposição dos cones dos varões adjacentes ($s < s_{cr,N}$) bem como os bordos do bloco de betão ($c < c_{cr,N}$), ver figuras 2.12 e 2.13. Exemplos de cálculo de $A_{c,N}$ podem ser vistos nas figuras 2.14 a 2.16.

Para efeitos de cálculo da área de influência num varão individual, têm-se em conta os seguintes valores.

$$s_{cr,N} = 3.0 h_{ef} \quad (2.7)$$

$$c_{cr,N} = 1.5 h_{ef} \quad (2.8)$$

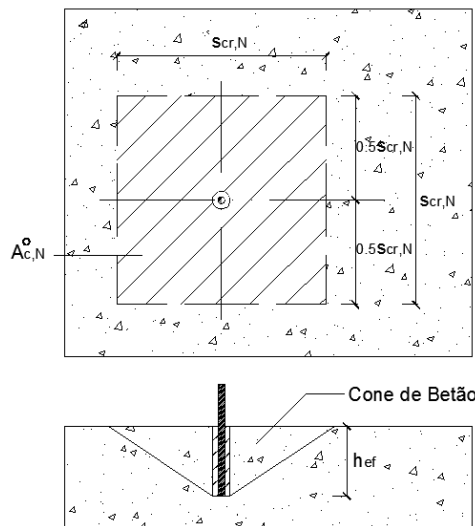


Figura 2.12 - Cone de betão idealizado sendo $A_{c,N}^0$ a área da base do cone de betão de um varão individual á tracção

No caso da figura 2.12, a área do cone de betão para um varão individual é dada por:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad (2.9)$$

c) Influência da distância aos bordos

O factor $\psi_{s,N}$ tem em conta a influência dos bordos do bloco de betão na distribuição de tensões no betão, e é dado pela expressão seguinte, onde c é a distância ao bordo.

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1 \quad (2.10)$$

Para ancoragens com diferentes distâncias aos bordos (por exemplo com varões no canto ou num bloco estreito), é considerada a menor distância ao bordo, c .

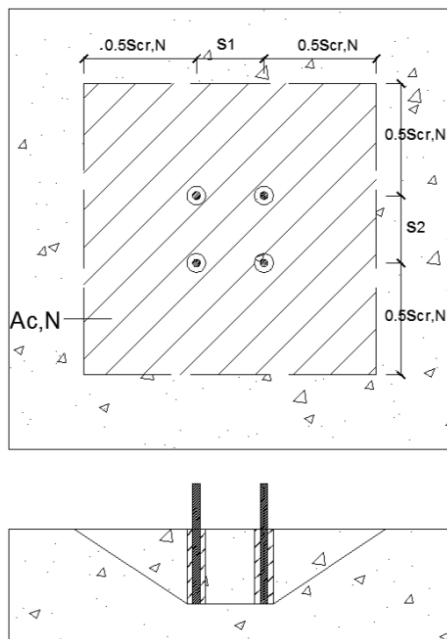


Figura 2.13 - Grupo de varões ($s < s_{cr,N}$) afastado dos bordos

$$A_{c,N} = (s_{cr,N} + s_1) \cdot (s_{cr,N} + s_2)$$

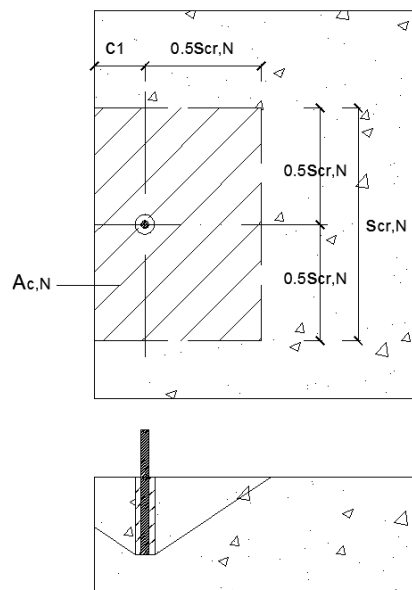


Figura 2.14 - Varão individual no bordo do bloco de betão ($c_1 < c_{cr,N}$)

$$A_{c,N} = (0.5s_{cr,N} + c_1) \cdot s_{cr,N}$$

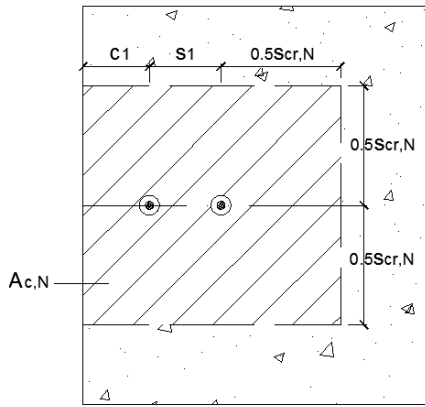


Figura 2.15 - Exemplos de áreas $A_{c,N}^0$ de um grupo de duas ancoragens no bordo do bloco de betão

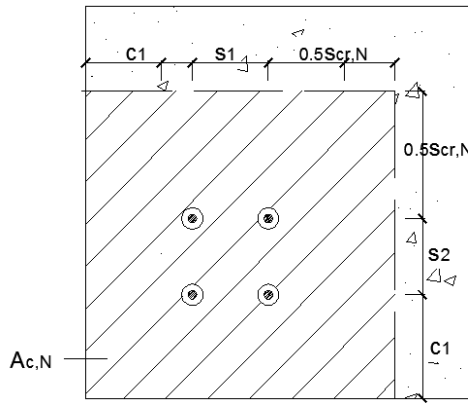


Figura 2.16 - Exemplos de áreas $A_{c,N}^0$ de um grupo de quatro ancoragens no canto do bloco de betão

$$A_{c,N} = (0.5s_{cr,N} + c_1 + s_1) \cdot s_{cr,N}$$

$$c_1 \leq c_{cr,N}$$

$$cs_1 \leq s_{cr,N}$$

$$A_{c,N} = (0.5s_{cr,N} + c_1 + s_1) \cdot (0.5s_{cr,N} + c_2 + s_2)$$

$$c_1 \leq c_{cr,N}$$

$$cs_1 \leq s_{cr,N}$$

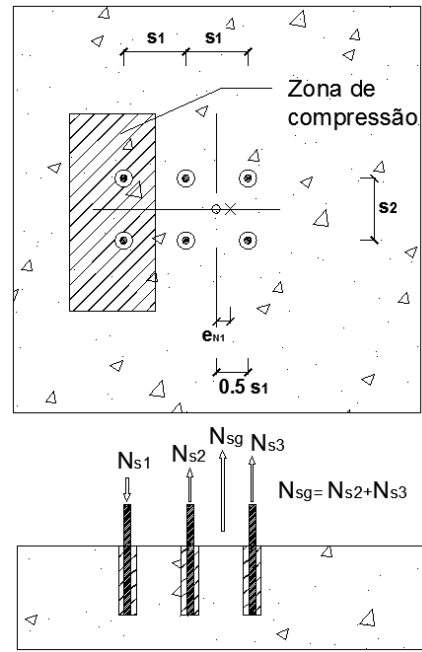
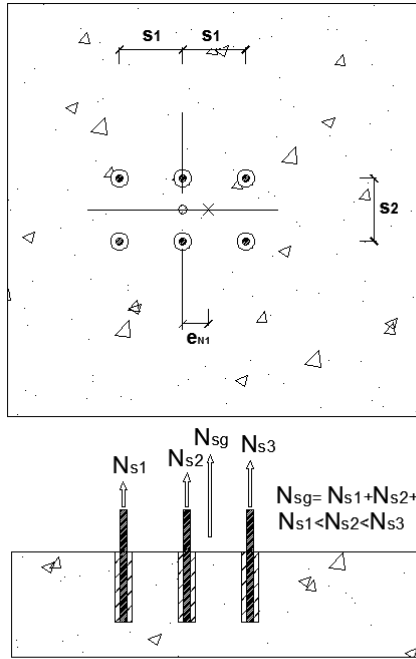
d) Efeito de grupo e da excentricidade da acção

O factor $\psi_{ec,N}$ tem em consideração o efeito do grupo, quando cada ancoragem individual de um grupo está sujeita a diferentes forças de tracção.

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_N}{s_{cr,N}}} \leq 1,0 \quad (2.11)$$

onde

e_N - excentricidade resultante da força elástica que actua nos varões traccionados, ao centro de gravidade dos varões traccionados. Onde existir excentricidade nas duas direcções (ver fig. 2.11), $\psi_{ec,N}$ deve ser determinado separadamente para cada direcção de acordo com a equação (2.11) e o produto dos dois factores deve ser inserido na equação (2.3).



- Centro de gravidade
- × Força resultante das forças de tracção

Figura 2.17 - Exemplos de varões sujeitos a excentricidade numa direcção – todos os varões traccionados

Figura 2.18 - Exemplo de varões sujeitos a excentricidade numa direcção – apenas algumas ancoragens do grupo estão traccionadas

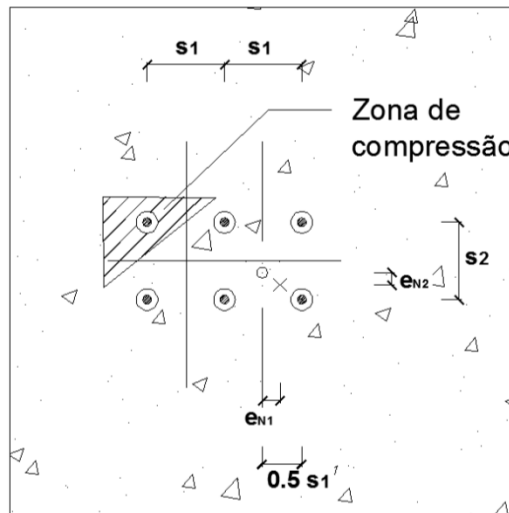


Figura 2.19 - Exemplo de varões sujeitos a excentricidade em duas direcções – apenas algumas ancoragens do grupo estão traccionadas

Para o exemplo da figura 2.18, a equação de $\psi_{ec,N}$ a inserir na equação (2.3), é

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot \epsilon_{N,1}}{s_{cr,N}}} \times \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot \epsilon_{N,2}}{s_{cr,N}}} \quad (2.12)$$

Este factor pode ser considerado unitário ($\psi_{ec,N} = 1.0$) para grupos onde as ancoragens traccionadas verifiquem $N_{Ed}^h \leq N_{Rk,c}^h / \gamma_{Mc}$ e a resistência da ancoragem é dada por:

$$N_{Rk,c}^h = N_{Rk,c} / n \quad (2.13)$$

com $N_{Rk,c}$ dado pela equação (2.3) com $\psi_{ec,N} = 1.0$, sendo n o número de varões traccionados.

e) Influência da distância entre ancoragens

O factor de embebimento do varão no bloco, $\psi_{re,N}$ toma em consideração a redução na resistência das ancoragens com pequena profundidade de embebimento e reduzido afastamento (s) entre ancoragens:

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}[mm]}{200} \leq 1.0 \quad (2.14)$$

para $s < 150\text{mm}$ (para qualquer diâmetro)

ou $s < 100\text{mm}$ (para $d_s \leq 10\text{mm}$)

$$\psi_{re,N} = 1.0$$

para $s \geq 150\text{mm}$ (para qualquer diâmetro)

ou $s \geq 100\text{mm}$ (para $d_s \leq 10\text{mm}$)

f) Influência da fendilhação do betão

O factor $\psi_{ucr,N}$ tem em consideração se o betão está ou não fendilhado.

$\psi_{ucr,N} = 1.0$ para uma ancoragem num bloco fendilhado

$\psi_{ucr,N} = 1.4$ para uma ancoragem num bloco não fendilhado

O betão não fendilhado pode ser assumido no dimensionamento de ancoragens se, em cada caso particular, for demonstrado que em serviço a totalidade da ancoragem se situa num betão não fendilhado.

$$\sigma_L + \sigma_R \leq 0 \quad (2.15)$$

σ_L – tensões no betão solicitado por forças externas, incluindo as forças das ancoragens

σ_R – tensões no betão durante a restrição de deformações intrínsecas (por exemplo na retracção do betão) ou extrínsecas (por exemplo durante o assentamento de um apoio ou variação de temperatura); se não for executada nenhuma análise para a quantificação de σ_R , pressupõe-se $\sigma_R = 3\text{MPa}$

As tensões σ_L e σ_R devem ser calculadas assumindo que o betão não está fendilhado.

g) Influência da proximidade de 3 ou mais bordos

Para ancoragens com uma distância a três ou mais bordos menor do que $c_{cr,N}$ (ver figuras 2.20 e 2.21) o cálculo de acordo com a equação (2.3) conduz a resultados conservativos.

Neste caso é possível obter resultados mais aproximados com a equação (2.4) se a profundidade do embebimento h_{ef} for substituída pelo valor:

$$h'_{ef} = \frac{c_{max}}{c_{cr,N}} \times h_{ef} \quad (2.16)$$

bem como nas equações (2.11) e (2.14), e para o cálculo dos valores $A^0_{c,N}$ e $A_{c,N}$ se passar a adoptar:

$$s'_{cr,N} = 2.0 c_{max} \quad (2.17)$$

$$c'_{cr,N} = c_{max} \quad (2.18)$$

em vez de $s_{cr,N}$ e $c_{cr,N}$ respectivamente.

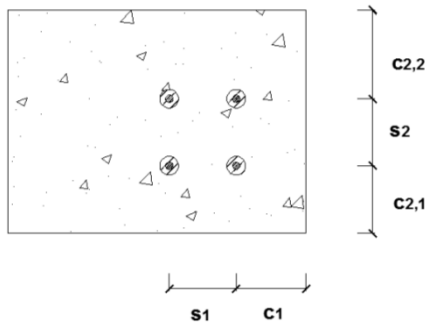


Figura 2.20 – Exemplo de varões, em blocos de betão, muito próximos de três bordos

$$(c_1; c_{2,1}; c_{2,2}) < c_{cr,N}$$

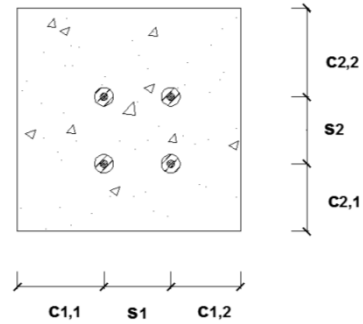


Figura 2.21 - Exemplo de varões, em blocos de betão, muito próximos de quatro bordos

$$(c_{1,1}; c_{1,2}; c_{2,1}; c_{2,2}) < c_{cr,N}$$

2.2.4. Rotura por fendimento (splitting) do betão

A rotura por fendimento do betão deve ser evitada durante a instalação das ancoragens, respeitando valores mínimos de distância aos bordos, espaçamento entre ancoragens, esbelteza do bloco e armaduras. Os valores seguidamente propostos devem ser considerados como uma primeira aproximação; para uma melhor aproximação devem ser obtidos através de ensaios apropriados.

Pode-se assumir que a rotura por fendimento não ocorre se a distância aos bordos em todas as direcções for $c \geq c_{cr,sp}$ (no caso de varões individuais) ou $c \geq 1.5c_{cr,sp}$ (no caso de grupos de varões) e a espessura do bloco de betão for superior a $2h_{ef}$.

O valor de $c_{cr,sp}$ deve ser determinado experimentalmente.

Para ancoragens apropriadas para betão fendilhado, o cálculo do valor característico da resistência da fendilhação pode ser omitido se as duas condições seguintes forem cumpridas.

- 1) Existem armaduras que limitam a abertura das fendas a 0.3mm;
- 2) A resistência característica de rotura pelo cone de betão, $N_{Rk,c}$, de acordo com a equação (5.3), e a rotura por aderência são calculadas para o betão fendilhado.

As forças de fendilhação da ancoragem podem causar o aparecimento de fendas no betão, contudo, se o maciço de betão for armado e a abertura das fendas para as acções quase permanentes, incluindo as forças induzidas pelas ancoragens, for limitada a $w_k \sim 0.3 \text{ mm}$, então a resistência do cone de betão e a resistência ao arrancamento são válidas para ancoragens em betão fendilhado.

Se qualquer uma das condições anteriores não for cumprida, então o valor característico da resistência de uma ancoragem individual ou de um grupo de ancoragens deve ser calculada de acordo com a equação (2.22).

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} \quad (2.22)$$

onde $N_{Rk,c}^0$, $\psi_{s,N}$, $\psi_{re,N}$, $\psi_{ec,N}$ e $\psi_{ucr,N}$ tomam valores referidos em 2.2.3.. Contudo os valores de $c_{cr,N}$ e $s_{cr,N}$ devem ser substituídos por $c_{cr,sp}$ e $s_{cr,sp}$, determinados experimentalmente.

$\psi_{h,N}$ é um factor que tem em conta a influência da espessura do bloco, h , na força de rotura por fendimento

$$\psi_{h,N} = \left(\frac{h}{2h_{ef}} \right)^{2/3} \leq 1.2 \quad (2.23)$$

A equação (5.22) é uma aproximação, devido à carga de rotura por fendimento depender particularmente de outros parâmetros e não da carga de rotura pelo cone de betão. Contudo, considera-se que a aproximação é conservativa.

Se $c_{cr,N} \geq c_{cr,sp}$, a rotura por fendimento não ocorre e a equação (2.22) pode ser negligenciada.

2.2.5. Verificações

As verificações necessárias para garantir a segurança das ancoragens estão resumidas na tabela 2.1

Tabela 2.1 – Verificações necessárias para garantir a segurança de uma ancoragem à tracção

	Varão único	Grupo de varões
Rotura pelo aço	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$
Rotura por aderência	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$
Rotura pelo cone de betão	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$	$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
Rotura por fendimento	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{M,sp}$	$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{M,sp}$

3. ESTUDO ANALÍTICO DA ANCORAGEM

Neste capítulo analisa-se o cálculo da resistência de arrancamento à tracção de diferentes modelos de varões de aço embebidos num maciço de betão armado. Tem-se em conta os três modos de rotura, rotura pelo aço, pelo betão e por arrancamento. Os varões são dispostos de três formas distintas, grupo de dois varões espaçados de s_1 , dois varões espaçados de s_2 e por último 3 varões espaçados de s_1 .

3.1. Apresentação do problema

Nesta primeira fase do estudo, vai ser determinada analiticamente a força de rotura que posteriormente será confirmada através dos ensaios. Consequentemente esta análise vai permitir ter a noção dos valores esperados durante os ensaios e otimizar os modelos a ensaiar.

São analisados os três tipos de rotura: pelo aço, por aderência entre o grout e o varão e pelo cone de betão, para diferentes grupos de varões e espaçamentos. Nas figuras seguintes mostram-se os modelos usados no cálculo analítico.

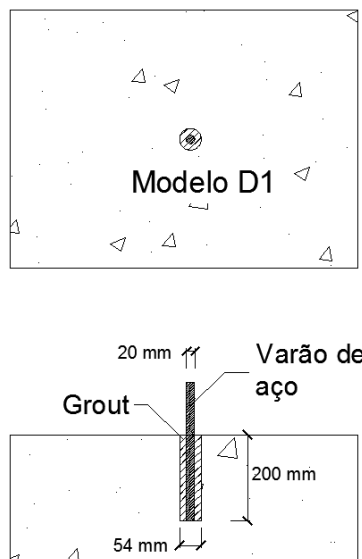


Figura 3.1 - Disposição do modelo de ensaio (D1) varão individual

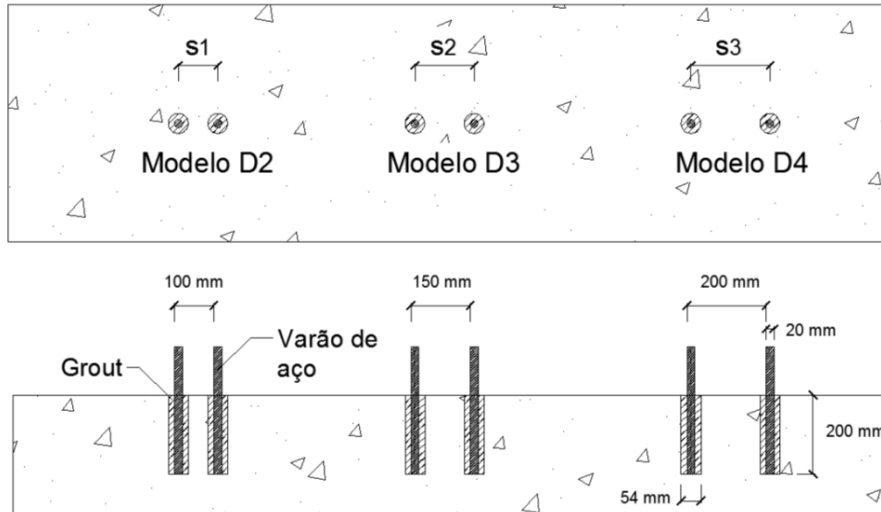


Figura 3.2 - Disposição dos modelos de ensaio: (D2) grupo de 2 varões afastados $s_1=100$ mm; (D3) grupo de 2 varões afastados $s_2=150$ mm; (D4) grupo de 2 varões afastados $s_3=200$ mm.

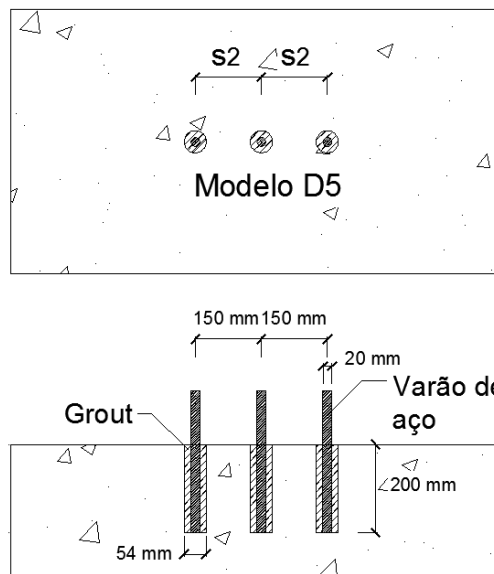


Figura 3.3 - Disposição do modelo de ensaio (D5) grupo de 3 varões afastados $s_2=150$ mm

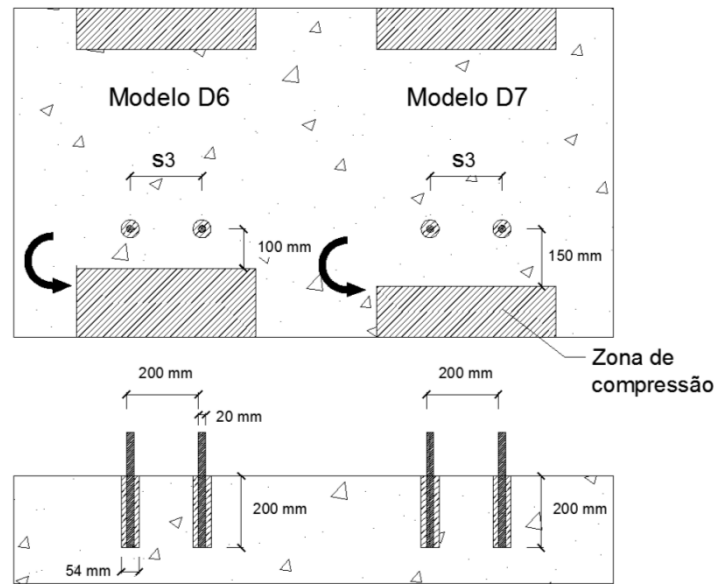


Figura 3.4 - Disposição do modelo de ensaio para grupo de 2 varões afastados $s_3=200$ mm com uma zona de compressão distanciada: (D6) 100mm; (D7) 150mm

Para realizar as ancoragens são executados carotes no bloco de betão armado, de diâmetro $\phi_f = 54$ mm e comprimento $h_{ef} = 200$ mm, onde são inseridos varões de aço com diâmetro $\phi = 20$ mm e posteriormente selados com recurso a grout.

Nos modelos D6 e D7, o sistema foi montado para que se exerçam compressões sobre o bloco de betão próximas das ancoragens. Desta forma foi possível modelar a zona comprimida da secção transversal do pilar em contacto com a sapata. Na figura 3.5 é representado um esquema do ensaio do modelo D6 em que é esquematizada a zona de compressão e as forças actuantes.

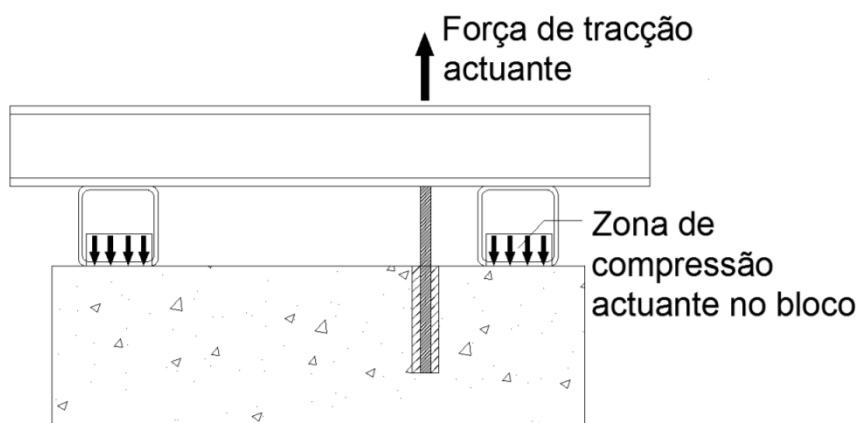


Figura 3.5 - Representação do esquema do ensaio dos modelos D6 e D7

Na figura 3.6 observa-se uma ligação pilar-fundação com uma força actuante de tracção e uma zona de compressão, resultantes dos esforços de compressão e flexão do pilar.

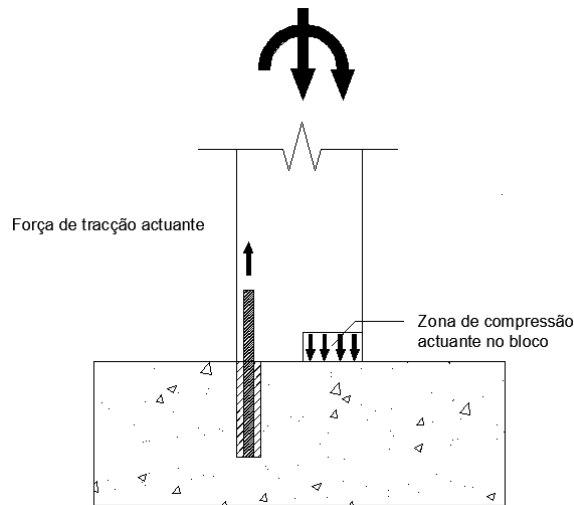


Figura 3.6 – Representação da resultante do esquema anterior

3.2. Quantificação da resistência dos vários modos de rotura

Na tabela 3.1 constam os valores característicos dos materiais utilizados para o cálculo da resistência dos modelos a ensaiar. Utilizaram-se as regras que constam na NP EN 206-1 [6] e NP EN 1992-1-1 [3] para 28 dias. Os materiais considerados são, betão C35/45, aço A500NR e SIKA grout, conforme especificações dos materiais presentes no LNEC [8] e SIKA [9].

Tabela 3.1 - Dados para os cálculos

Dados		
f_{ck}	35	MPa
$f_{bk,c}$	5.0	MPa
f_{yk}	500	MPa
$f_{bk,grout}$	16,0	MPa
$\varnothing_{varão}$	20	mm
\varnothing_{carote}	50	mm
h_{ef}	200	mm
s_1	100	mm
s_2	150	mm
s_3	200	mm

Com base nas equações da secção 2.2 calculou-se, para cada tipo de rotura, a resistência de cada disposição de modelo de varões.

3.2.1. Rotura pelo aço

Com base na informação expressa no ponto 2.2.1, calculou-se a resistência à rotura pelo aço e na tabela 3.2 estão expressos os resultados obtidos.

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{yk} \quad (3.1)$$

Tabela 3.2 – Resistência dos modelos à rotura pelo aço

Designação do Modelo	Modelos Experimentais	Rotura pelo aço	
		A_s	$N_{Rk,s}$
		[mm ²]	[kN]
D1	1 varão	314	157,1
D2	2 varões com s1	628	314,2
D3	2 varões com s2	628	314,2
D4	2 varões com s3	628	314,2
D5	3 varões com s2	942	471,2
D6	2 varões s3 com zc 0,10	628	314,2
D7	2 varões s3 com zc 0,15	628	314,2

Nota: s1=100mm, s2=150mm e s3=200mm.

3.2.2. Rotura por aderência

Existem dois tipos de rotura por aderência nestes modelos: entre o *grout*-varão e o *grout*-betão. Foi considerado o elemento de ligação entre o grout e o betão por ser o mais desfavorável dos dois (a tabela 3.3 representa a comparação entre estes dois tipos de rotura) e usou-se para cálculo da resistência a equação (3.2) expressa no ponto 2.2.2.

$$N_{Rk,p} = \pi \cdot \varnothing \cdot h_{ef} \cdot f_{bk} \quad (3.2)$$

Na tabela 3.3 são apresentados os valores calculados da resistência à rotura por aderência para os diferentes modelos.

Tabela 3.3 - Resistência dos modelos à rotura por aderência

Designação do Modelo	Modelos Experimentais	$N_{Rk,p}$ (aço-grout) [kN]	$N_{Rk,p}$ (grout-betão) [kN]
D1	1 varão	201,1	158.6
D2	2 varões com s1	402,1	317.1
D3	2 varões com s2	402,1	317.1
D4	2 varões com s3	402,1	317.1
D5	3 varões com s2	603,2	475.7
D6	2 varões s3 com zc 0,10	402,1	317.1
D7	2 varões s3 com zc 0,15	402,1	317.1

Nota: s1=100mm, s2=150mm e s3=200mm.

3.2.3. Rotura pelo betão

Neste ponto são ser calculados os valores da resistência à rotura pelo betão.

É necessário calcular as áreas de influência á superfície dos cones de betão de cada modelo de ensaio e para um varão individual, sendo os valores apresentados nas figuras seguintes e na tabela 3.4.

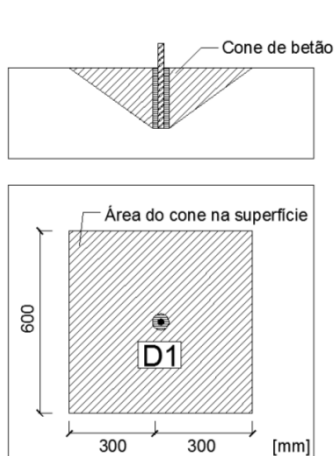


Figura 3.7 - Área do cone de betão para o modelo D1

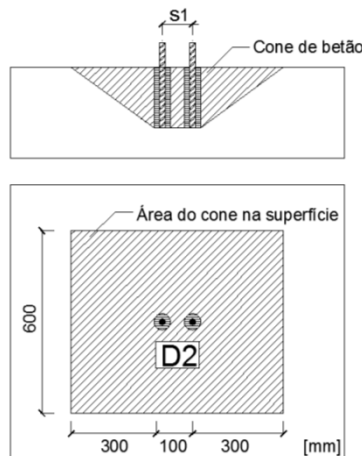


Figura 3.8 - Área do cone de betão para o modelo D2

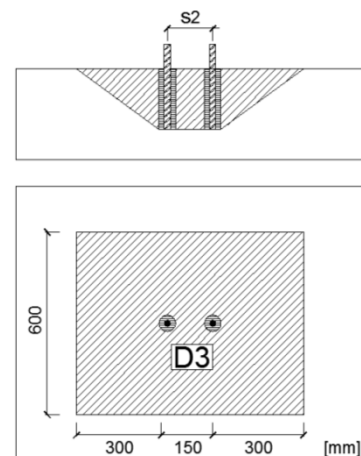


Figura 3.9 - Área do cone de betão para o modelo D3

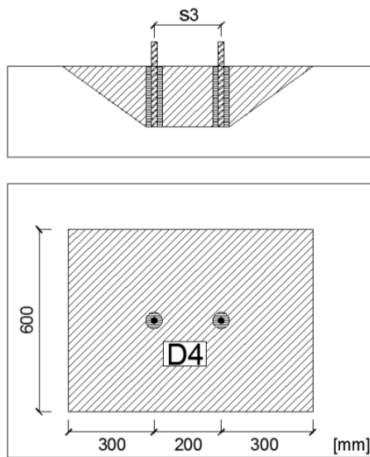


Figura 3.10 - Área do cone de betão para o modelo D4

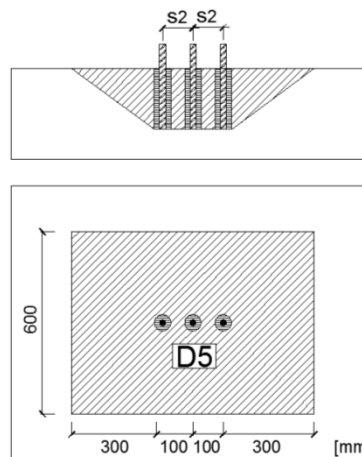


Figura 3.11 - Área do cone de betão para o modelo D5

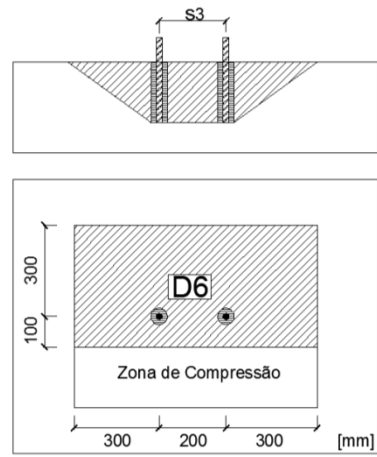


Figura 3.12 - Área do cone de betão para o modelo D6

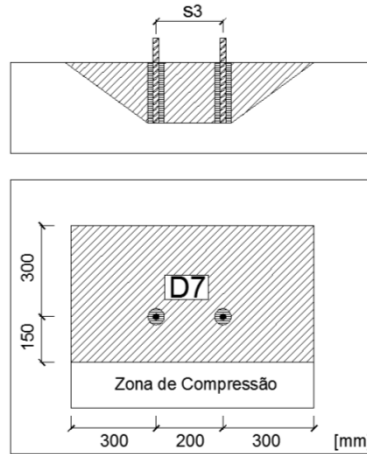


Figura 3.13 - Área do cone de betão para o modelo D7

Tabela 3.4 – Áreas de influência dos cones de betão

Designação do Modelo	Modelos Experimentais	Área do cone de betão [m ²]
D1	1 varão	0,36
D2	2 varões com s1	0,42
D3	2 varões com s2	0,45
D4	2 varões com s3	0,48
D5	3 varões com s2	0,54
D6	2 varões s3 com zc 0,10	0,32
D7	2 varões s3 com zc 0,15	0,36

Com base na tabela 3.5, é calculada a resistência da ancoragem considerando o modo de rotura pelo betão, para um betão não fendilhado.

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (3.4)$$

Tabela 3.5 – Rotura pelo cone de betão para um varão

Rotura pelo cone de betão para um varão individual	
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	175.7

Na tabela 3.6 são apresentados os valores obtidos da resistência dos varões à tracção pelo modo de rotura pelo cone de betão.

Tabela 3.6 - Resistência dos modelos com rotura pelo betão

Designação do Modelo	Modelos Experimentais	Nrk,c [kN]
D1	1 varão	175,7
D2	2 varões com s1	205,0
D3	2 varões com s2	219,6
D4	2 varões com s3	234,3
D5	3 varões com s2	263,5
D6	2 varões s3 com zc 0,10	156,2
D7	2 varões s3 com zc 0,15	175,7

3.3. Comparação dos resultados

A tabela 3.7 apresenta os valores de resistência, para os diferentes modos de rotura. É realçado o valor mínimo previsto para facilitar a análise, sendo este colorido na tabela.

Tabela 3.7 - Resistência á tracção dos modelos para os diferentes modos de rotura

Designação do Modelo	Modelos Experimentais	Modos de rotura		
		Aço	Aderência	Cone de betão
		[kN]	[kN]	[kN]
D1	1 varão	157,1	158,6	175,7
D2	2 varões com s1	314,2	317,1	205,0
D3	2 varões com s2	314,2	317,1	219,6
D4	2 varões com s3	314,2	317,1	234,3
D5	3 varões com s2	471,2	475,7	263,5
D6	2 varões s3 com zc 0,10	314,2	317,1	156,2
D7	2 varões s3 com zc 0,15	314,2	317,1	175,7

Nota: Sendo s1=100mm, s2=150mm e s3=200mm.

4. ESTUDO EXPERIMENTAL DA ANCORAGEM

4.1. Plano de ensaios

Os ensaios foram realizados em cinco blocos fornecidos pela empresa Concremat. Nas figuras 4.1 e 4.2 apresentam-se os ensaios realizados. Alguns ensaios planeados não puderam ser realizados porque o betão foi danificado em ensaios anteriores como se pode observar nos blocos B1 e B3.

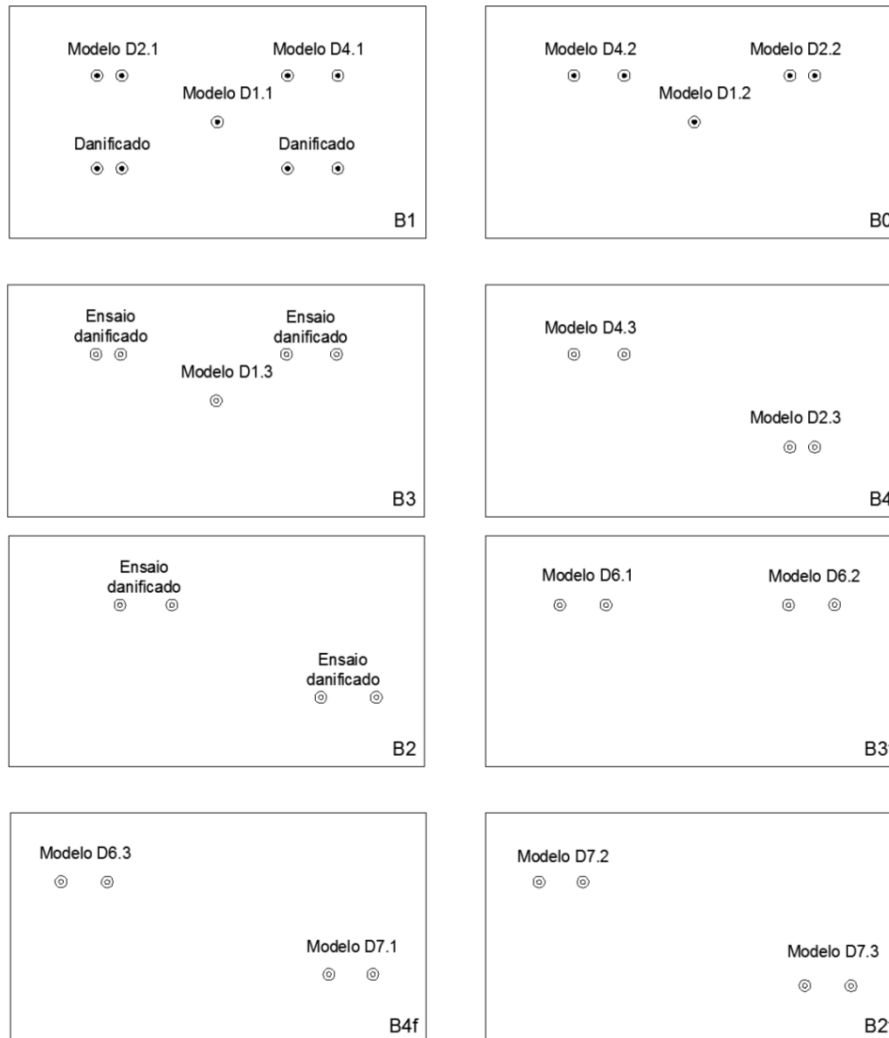


Figura 4.1 - Plano de execução dos ensaios

Os modelos D3 e D5, que correspondem ao grupo de dois varões espaçados de s_2 (150mm) e ao grupo de 3 varões espaçados de s_2 (150mm), respectivamente, não foram executados por não haver espaço nos blocos para executar todos os ensaios e não existirem diferenças significativas entre modelos.

Os blocos são em betão armado, com varões de aço de ductilidade especial com armaduras superiores e inferiores de $\varnothing 10 // 0,15$.



Figura 4.2 - Bloco de Betão armado utilizado nos ensaios experimentais

Os varões a ancorar nos blocos são de diâmetro 20mm e aço A500NR de ductilidade especial. As ancoragens são efectuadas por carotagem do bloco com 50 mm de diâmetro e 200 mm de profundidade. O furo é preenchido com Sika Grout e posteriormente inserido o varão de aço.

4.2. Caracterização do betão

Aquando da betonagem dos blocos foram moldados cubos (fig.4.3) normalizados com $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$, com o objectivo de caracterizar o betão dos blocos em termos de resistência do betão.

Foi determinado o valor médio da resistência à compressão do betão f_{cm} utilizado em cada bloco. De acordo com a NP EN 206-1 [6] realizaram-se os ensaios dos cubos (fig. 4.4 e 4.5).



Figura 4.3 – Cubo de betão

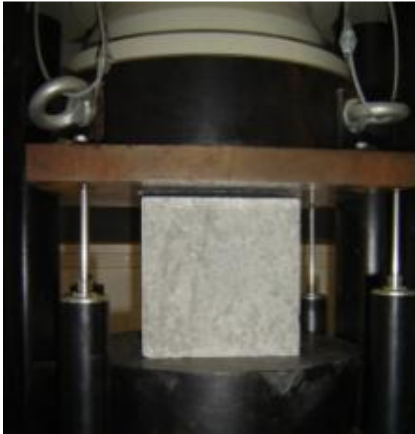


Figura 4.4 – Ensaio do cubo



Figura 4.5 – Cubo ensaiado

Os cubos foram ensaiados à compressão nos dias em que foram realizados os ensaios experimentais da ligação pilar-fundação, com o intuito de identificar a resistência à compressão dos blocos.

A tabela seguinte representa os valores médios de resistência à compressão obtidos através dos ensaios referidos. Na tabela 4.1 estão expressos os valores das resistências dos blocos e na tabela 4.2 a resistência com base nos ensaios realizados em cada bloco. Em anexo é apresentado em maior detalhe os valores obtidos dos ensaios. Para o cálculo da resistência do betão em cilindro utiliza-se a equação 4.1.

$$f_{cm} = 0.8 \times f_{ccubo,m} \quad (4.1)$$

Tabela 4.1 - Valor de resistência à compressão nos blocos

Bloco	$f_{ccubo,m}$ [MPa]
0	48,2
1	43,1
2	44,8
2f	33,8
3	44,0
4	36,4
4f	45,5

Tabela 4.2 - Valor de resistência à compressão em relação aos ensaios experimentais

Designação do Modelo	Modelos Experimentais	$f_{ccubo,m}$ [MPa]	f_{cm} [MPa]
D1	1 varão	43,56	34,8
D2	2 varões com s1	45,64	36,5
D4	2 varões com s3	45,64	36,5
D6	2 varões s2 com zc 0,10	44,80	35,8
D7	2 varões s2 com zc 0,15	44,80	35,8

4.3. Caracterização do “grout”

Executaram-se provetes normalizados 40x40x160mm³ (fig.4.6), com o “grout” por forma a determinar o valor de resistência à tracção (f_{tm}) e à compressão (f_{cm}) do Sika Grout.

A resistência à tracção foi obtida através do ensaio de resistência à flexão do provete (fig.4.7), de acordo com a NP EN 1015-1 [7].

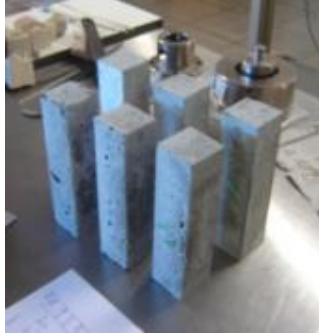


Figura 4.6 – Provetes de “grout”



Figura 4.7 – Ensaio dos provetes de “grout” à flexão

A expressão (4.2) permite determinar a resistência à tracção à partir da força de rotura do ensaio de flexão, e a tabela seguinte mostra os resultados da resistência à tracção e à compressão obtidos nos provetes de *Sika Grout*. No anexo 4 apresenta-se uma tabela mais detalhada com todos os valores obtidos.

$$f_{tm} = 1,5 \times \frac{\text{Força de rotura} \times L}{b \times d^2} \quad (4.2)$$

onde

d – altura do provete

b – largura do provete

L – comprimento do provete

Tabela 4.3 – Resistência à tracção dos provetes de SIKA Grout

Resistência à tracção			
Grupo de Provetes	$f_{ti,grout}$ [MPa]	$f_{tm,grout}$ [MPa]	$f_{bk,grout}$ [MPa]
1	6,85	7,2	16,3
2	7,60		

Tabela 4.4 – Resistência à compressão dos provetes de SIKA Grout

Resistência à compressão			
Grupo de Provetes	$f_{ccuboi,grout}$ [MPa]	$f_{ci,grout}$ [MPa]	$f_{cm,grout}$ [MPa]
1	62,50	50,0	52,1
2	67,66	54,1	

4.4. Caracterização do aço do varão

Os varões de 20mm de diâmetro usados nas ancoragens têm as mesmas características do aço utilizado por Reguengo [1], tendo-se considerado as mesmas características mecânicas: tensão de cedência $f_{ym}=543.8$ MPa, a que corresponde uma força de cedência $F_{ym}=170.8$ kN; força de rotura $F_{tm}=204.8$ kN.

4.5. Procedimento de montagem

O procedimento de montagem é o seguinte:

1. Execução do bloco de betão armado na Concremat;
2. Marcação do posicionamento das ancoragens;
3. Furação com caratodeira;
4. Selagem dos varões nas carotes com Sika Grout;
5. Posicionamento do bloco de betão no laboratório;
6. Colocação de extensómetros no varão previamente rebarbado e lixado para obter superfícies lisas para colagem dos extensómetros (apenas foi realizado um ensaio com extensómetros);
7. Colocação de dois perfis metálicos de apoio a uma distância estipulada assente em gesso sobre o bloco de betão;
8. Colocação do suporte metálico para montagem dos deflectómetros;
9. Montagem de uma viga metálica apoiada nos perfis referidos em 7;
10. Colocação das células de carga;
11. Colocação de macacos hidráulicos e ligação à bomba hidráulica com mangueiras;
12. Colocação de ancoragens constituídas por cilindros e cunhas para fixação dos varões;
13. Colocação dos deflectómetros;
14. Ligação dos deflectómetros e das células de carga ao equipamento de aquisição de dados;
15. Ligação do computador e do software *Catman* para tratamento e gravação dos resultados do ensaio.

Estudo Experimental da Ligação Pilar-Fundação em Estruturas Pré-Fabricadas



Figura 4.8 - Bloco de Betão armado

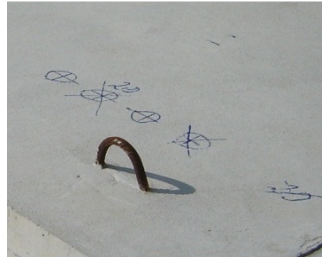


Figura 4.9 - Marcação do posicionamento das ancoragens



Figura 4.10 - Furação do betão



Figura 4.11 - Selagem dos varões



Figura 4.12 - Posicionamento no laboratório



Figura 4.13 - Colocação de extensómetros



Figura 4.14 - Colocação de perfis metálicos



Figura 4.15 - Colocação de deflectómetros para medição de deslocamentos



Figura 4.16 - Colocação de viga transversal



Figura 4.17 - Placas de ancoragem



Figura 4.18 - Células de carga



Figura 4.19 - Macacos hidráulicos



Figura 4.20 - Cilindro e cunhas de ancoragem



Figura 4.21 - Deflectómetros



Figura 4.22 - Equipamento de aquisição de dados

4.6. Ensaios experimentais

4.6.1. Ensaios do modelo D1

Inicialmente foi ensaiado o modelo D1.1, varão individual (fig. 4.23), devido à sua rotura esperada ser pelo aço, o que não dá origem a arrancamento de betão do bloco. A existência de arrancamento pelo betão poderia interferir com os outros ensaios, pois originaria uma menor resistência dos varões adjacentes.

Na figura 4.24 é possível observar que a rotura ocorreu pelo aço, tal como previsto inicialmente, embora com danos na superfície do betão como se pode observar nas figuras 4.25 e 4.26.



Figura 4.23 - Modelo D1.1



Figura 4.24 – Rotura pelo aço



Figura 4.25 – Antes do ensaio



Figura 4.26 – Depois da rotura

O segundo ensaio deste modelo foi o D1.2 (fig.4.27). Apesar de ser esperada uma rotura pelo aço ocorreu uma rotura por aderência (fig. 4.29 e 4.30), e considerou-se o ensaio anulado devido ao valor de rotura ser muito baixo em relação ao previsto. Considera-se que neste caso a selagem foi mal executada.



Figura 4.27 – Modelo D1.2



Figura 4.28 – Antes do ensaio



Figura 4.29 - Rotura por aderência



Figura 4.30 - Rotura por aderência

O ensaio D1.3 (fig. 4.31) é o último ensaio de um varão individual, e neste ensaio foram aplicados extensômetros para poder quantificar a extensão do varão quando da aplicação da força e para comparação com os valores base do material. Neste ensaio era esperado uma rotura pelo aço, mas no entanto originou-se uma rotura pelo betão. Como se pode ver nas figuras 4.33 e 4.34, as áreas dos ensaios adjacentes ficaram danificadas; deste modo não foram realizados os restantes dois ensaios previstos para este bloco.



Figura 4.31 – Modelo D1.3



Figura 4.32 – Antes do ensaio



Figura 4.33 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.34 - Rotura pelo cone de betão

4.6.2. Ensaio do modelo D2

O ensaio D2 (fig. 4.35) permitiu avaliar a resistência de um grupo de dois varões espaçados de s_1 (100mm). Neste primeiro ensaio, modelo D2.2, ocorreu uma rotura pelo betão, tal como previsto anteriormente (ver as figuras 4.37 e 4.38). Contudo, a superfície de rotura interferiu com a área do ensaio adjacente, impossibilitando deste modo a realização deste ensaio.



Figura 4.35 – Modelo D2.1



Figura 4.36 – Antes do ensaio



Figura 4.37 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.38 - Rotura pelo cone de betão

O segundo ensaio do modelo D2.2 (fig. 4.39) resultou numa rotura pelo betão (ver figuras 4.41 e 4.42), tal como previsto; os valores resultantes do ensaio assemelham-se aos calculados analiticamente.



Figura.4.39 – Modelo D2.2



Figura 4.40 – Antes do ensaio



Figura 4.41 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.42 - Rotura pelo cone de betão

O modelo D2.3 (fig.4.43) foi o último ensaio a ser realizado para um grupo de dois varões espaçados 100mm modelo D2.

Este ensaio teve uma rotura pelo betão, mas verificou-se que o cone na superfície do betão é muito superficial (fig. 4.45 e 4.46) e os valores obtidos não se assemelham ao esperado; deste modo foi anulado este ensaio.



Figura 4.43 – Modelo D2.3



Figura 4.44 - Antes do ensaio



Figura 4.45 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.46 - Rotura pelo cone de betão

4.6.3. Ensaio do modelo D4

Foi efectuado o ensaio do modelo D4, que permite verificar a resistência do grupo de dois varões espaçados de 200 mm (fig.4.47).

Neste caso a rotura foi pelo betão, originando assim um cone de betão, tal como previsto analiticamente. Como se vê nas figuras 4.49 e 4.50, esta rotura interferiu com a área de arrancamento do grupo de varões adjacente, impedindo dessa forma a execução do respectivo ensaio.



Figura 4.47 - Modelo D4.1



Figura 4.48 - Antes do ensaio



Figura 4.49 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.50 - Rotura pelo cone de betão

No segundo ensaio do modelo D4 (fig.4.51), D4.2, obteve-se a rotura esperada pelo betão, originando o cone que se observa nas figuras 4.53 e 4.54.



Figura.4.51 – Modelo D4.2



Figura 4.52 – Antes do ensaio



Figura 4.53 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.54 - Rotura pelo cone de betão

O modelo D4.3 (fig.4.55) foi o último ensaio do grupo de dois varões espaçados de 200mm, sendo a sua designação técnica modelo D4.

Este ensaio resultou numa rotura pelo betão em que se verificou um cone de betão muito superficial (fig. 4.57 e 4.58). Deste modo, o ensaio foi anulado devido a ter sido obtido um valor muito baixo em relação aos outros dois ensaios.



Figura 4.55 – Modelo D4.3



Figura 4.56 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.57 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.58 - Rotura pelo cone de betão

4.6.4. Ensaio do modelo D6

O modelo D6.1 (fig. 4.59) é o primeiro de três ensaios que permitem avaliar a resistência de um grupo de dois varões distanciados de s_3 (200mm) em que paralelamente aos varões existem zonas de compressão distanciadas 100mm e 500mm, modelo D6.

Utilizou-se outra disposição dos perfis, como se pode ver na figura 4.59, que permite criar um momento actuante nos dois varões.

Neste ensaio ocorreu uma rotura pelo betão, como se vê nas figuras 4.61 e 4.62. Tendo-se formado um cone de betão. Observou-se um valor inferior aos restantes ensaios do mesmo modelo e por isso considerou-se o ensaio como anulado.



Figura 4.59 - Modelo D6.1



Figura 4.60 - Antes da rotura



Figura 4.61 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.62 - Rotura pelo cone de betão

No segundo ensaio do modelo D6 (fig. 4.63), D6.2, a rotura verificada foi pelo betão, como se pode observar nas figuras 4.65 e 4.66. É de evidenciar que o bloco apresentava-se húmido devido às condições atmosféricas na altura, estas condições não apresentam quaisquer alterações às características do ensaio.



Figura 4.63 – Modelo D6.2



Figura 4.64 – Antes do ensaio



Figura 4.65 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.66 - Rotura pelo cone de betão

No último ensaio do modelo D6 (fig.4.67), D6.3, a rotura foi pelo betão, verificando-se a presença do cone de betão, como se pode ver nas figuras 4.69 e 4.70.



Figura 4.67 - Modelo D6.3



Figura 4.68 - Antes do ensaio



Figura 4.69 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.70 - Rotura pelo cone de betão

4.6.5. Ensaios do modelo D7

O modelo D7.1 (fig. 4.71) é o primeiro de três ensaios que permite avaliar um grupo de dois varões espaçados 200mm com uma distância à zona de compressão de 150mm e 500mm. Neste ensaio era esperado uma rotura pelo betão; no entanto aconteceu uma rotura na aderência do “grout”-betão (fig. 4.73 e 4.74); deste modo o ensaio foi anulado devido à possibilidade de ter sido executada uma má selagem.



Figura 4.71 – Modelo D7.1



Figura 4.72 – Antes do ensaio



Figura 4.73 - Rotura por aderência



Figura 4.74 - Rotura por aderência

Seguidamente no mesmo bloco foi executado o modelo D7.2 (fig. 4.72).

Neste ensaio verificou-se uma rotura pelo cone de betão como se pode ver nas figuras 4.77 e 4.78.



Figura 4.75 - Modelo D7.2



Figura 4.76 - Antes do ensaio



Figura 4.77 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.78 - Rotura pelo cone de betão

O modelo D7.3 (fig. 4.67) é o último dos ensaios do grupo de varões distanciados a zona de compressão 150mm e 500mm. Obteve-se uma rotura pelo betão como se pode ver na figura 4.68 e 4.69.



Figura 4.79 - Modelo D7.3



Figura 4.80 - Antes do ensaio



Figura 4.81 - Rotura pelo cone de betão



Figura 4.82 - Rotura pelo cone de betão

4.7. Características dos modelos

São mostrados nas tabelas seguintes as características dos ensaios para cada modelo.

Tabela 4.5 – Características dos modelos

Características dos modelos ensaiados							
Modelo	Data Ensaio	Data Selagem	Rotura	Bloco	Espessura [mm]	Dist. zona compressão [mm]	Observações
D1.1	12-05-2009	21-04-2009	Aço	B1	-	300	
D1.2	22-09-2009	17-10-2009	Cone de Betão	B0	-		Anulado
D1.3	30-09-2009			B3	-		
D2.1	02-07-2009	21-04-2009	Cone de Betão	B1	217	265	
D2.2	22-09-2009	17-10-2009		B0	217	280	
D2.3	06-11-2009			B4	207	250	Anulado
D4.1	15-07-2009	21-04-2009	Cone de Betão	B1	127	265	
D4.2	23-09-2009	17-10-2009		B0	100	230	
D4.3	06-11-2009			B4	145	300	Anulado
D6.1	12-02-2010	10-12-2010	Cone de Betão	B4f	190	100/500	Anulado
D6.2	05-03-2010			B2f	195		Altura - 775mm
D6.3	05-03-2010			B2f	190		Altura - 775mm
D7.1	12-01-2010	10-12-2010	Grout	B3f	200	150/500	Anulado
D7.2	21-01-2010		Cone de Betão	B3f	200		Altura - 775mm
D7.3	27-01-2010			B4f	200		Altura - 775mm

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo vão ser analisados os resultados dos modelos experimentais com a criação de modelos elasto-plástico equivalentes associados, vai ser feita uma comparação dos estudos analítico e experimental e uma estimativa do valor de resistência das ancoragens.

5.1. Análise dos resultados experimentais

Dado o comportamento não linear das ligações estudadas optou-se por determinar um modelo elasto-plástico equivalente, calculado de acordo com as expressões (5.1) a (5.9), o qual permite comparar entre si o desempenho das diversas ligações ensaiadas. Para a definição deste modelo elasto-plástico equivalente considerou-se que a energia de deformação do modelo era idêntica à energia da rotura pela ligação ensaiada. Começou-se por considerar que a rigidez k do modelo corresponde à rigidez secante observada no ensaio para uma força igual a 40% da força máxima. Na expressão seguinte, F_{max} é o valor da força máxima e $\delta_{0.4F_{max}}$ é o valor do deslocamento obtido no ensaio para 40% de F_{max} .

$$k = \frac{0,4 F_{max}}{\delta_{0,4F_{max}}} \quad (5.1)$$

A energia de deformação é calculada como:

$$W_{ensaio} = \int_0^{\delta_{max}} F d\delta = \sum_{i=0}^n [(\delta_{i+1} - \delta_i) \times \left(\frac{F_{i+1} + F_i}{2}\right)] \quad (5.2)$$

sendo a energia de deformação do modelo elasto-plástico equivalente dada por:

$$W_{equivalente} = W_{elástica} + W_{plástica} \quad (5.3)$$

onde,

$$W_{elástica} = \frac{F_{ced} \times \delta_{ced}}{2} \quad (5.4)$$

$$W_{plástica} = F_{ced} \times (\delta_{max} - \delta_{ced}) \quad (5.5)$$

onde,

$$\delta_{ced} = \frac{F_{ced}}{k} \quad (5.6)$$

substituindo em (5.3),

$$W_{equivalente} = F_{ced} \times \delta_{max} - \frac{F_{ced}^2}{2k} \quad (5.7)$$

com,

$$W_{equivalente} = W_{ensaio} \quad (5.8)$$

$$\text{obtém-se} \quad F_{ced} = k \times \delta_{max} - \sqrt{(k \times \delta_{max})^2 - 2 \times k \times W_{ensaio}} \quad (5.9)$$

5.1.1. Modelo D1

Como referido anteriormente foi anulado o ensaio D1.2, portanto na tabela 5.1 e na figura 5.1 são apresentados apenas os dois ensaios válidos e o modelo elasto-plástico de modo a poder comparar resultados.

Os valores dos modelos D1.1 e D1.3 assemelham-se entre eles como se pode observar na figura 5.1, apesar de no modelo D1.1 a rotura se ter dado pelo aço e no modelo D1.3 pelo betão, o valor da rotura média é de 170,8 kN.

Tabela 5.1 - Cálculo da força de cedência equivalente do modelo D1

Modelo	W_{ensaio} [kNmm]	F_{max} [kN]	δ_{max} [mm]	$0,4F_{\text{max}}$ [kN]	$\delta_{0,4\text{max}}$ [mm]	k [kN/mm]	F_{ced} [kN]	δ_{ced} [mm]
D1.1	123,8	173,5	0,92	68,9	0,16	420,70	173,4	0,41
D1.2	-	-	-	-	-	-	-	-
D1.3	112,7	168,1	0,94	67,0	0,17	387,06	151,9	0,39
D1	118,2	170,8	0,93	-	-	403,88	162,6	0,40

Ensaio do modelo D1

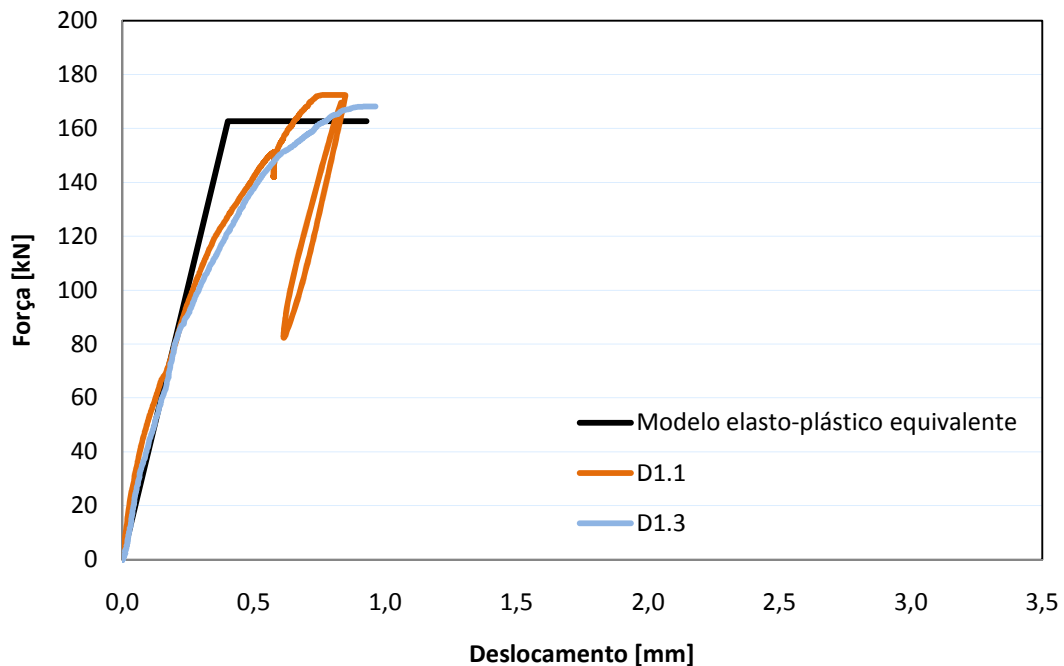


Figura 5.1 - Resultados dos ensaios do modelo D1

5.1.2. Modelo D2

Neste modelo D2, os ensaios válidos utilizados na tabela 5.2 e na figura 5.2 são os modelos D2.1 e D2.2 sendo o modelo D2.3 anulado devido ao seu valor de rotura não se assemelhar aos restantes ensaios.

Tabela 5.2 - Cálculo da força de cedência equivalente do modelo D2

Modelo	W_{ensaio} [kNmm]	F_{max} [kN]	$\bar{\delta}_{\text{max}}$ [mm]	$0,4F_{\text{max}}$ [kN]	$\bar{\delta}_{0,4\text{max}}$ [mm]	k [kN/mm]	F_{ced} [kN]	$\bar{\delta}_{\text{ced}}$ [mm]
D2.1	83,4	129,2	0,83	51,5	0,06	860,72	109,2	0,13
D2.2	65,4	108,5	0,74	43,4	0,09	505,73	102,1	0,20
D2.3	-	-	-	-	-	-	-	-
D2	74,4	118,9	0,78	-	-	683,22	105,7	0,16

Ensaio de um grupo de varões modelo D2

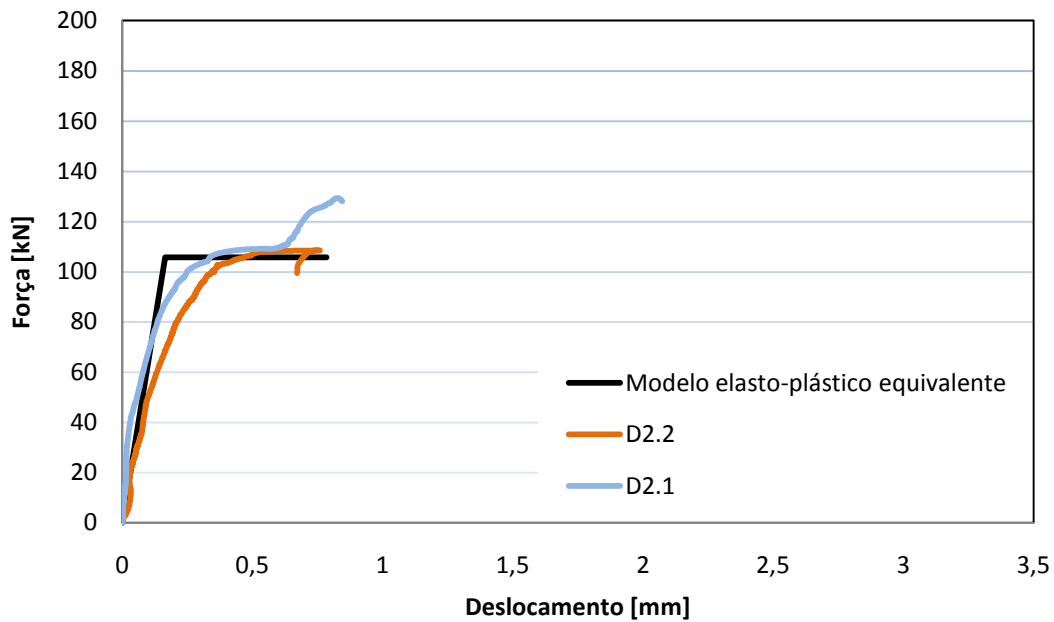


Figura 5.2 - Resultados dos ensaios do modelo D2

5.1.3. Modelo D4

Neste modelo D4, anulou-se o modelo D4.3, devido ao valor de rotura não se assemelhar ao esperado. São apresentados os valores calculados para o valor de cedência na tabela 5.3 e na figura 5.3.

Tabela 5.3 - Cálculo da força de cedência equivalente do modelo D4

Modelo	W_{ensaio} [kNmm]	F_{max} [kN]	δ_{max} [mm]	$0,4F_{\text{max}}$ [kN]	$\delta_{0,4\text{max}}$ [mm]	k [Kn/mm]	F_{ced} [kN]	δ_{ced} [mm]
D4.1	47,0	120,4	0,56	47,8	0,11	428,23	109,2	0,26
D4.2	235,3	130,7	2,12	52,2	0,13	407,09	119,3	0,29
D4.3	-	-	-	-	-	-	-	-
D4	141,2	125,5	1,34	-	-	417,66	114,3	0,27

Ensaio de um grupo de varões modelo D4

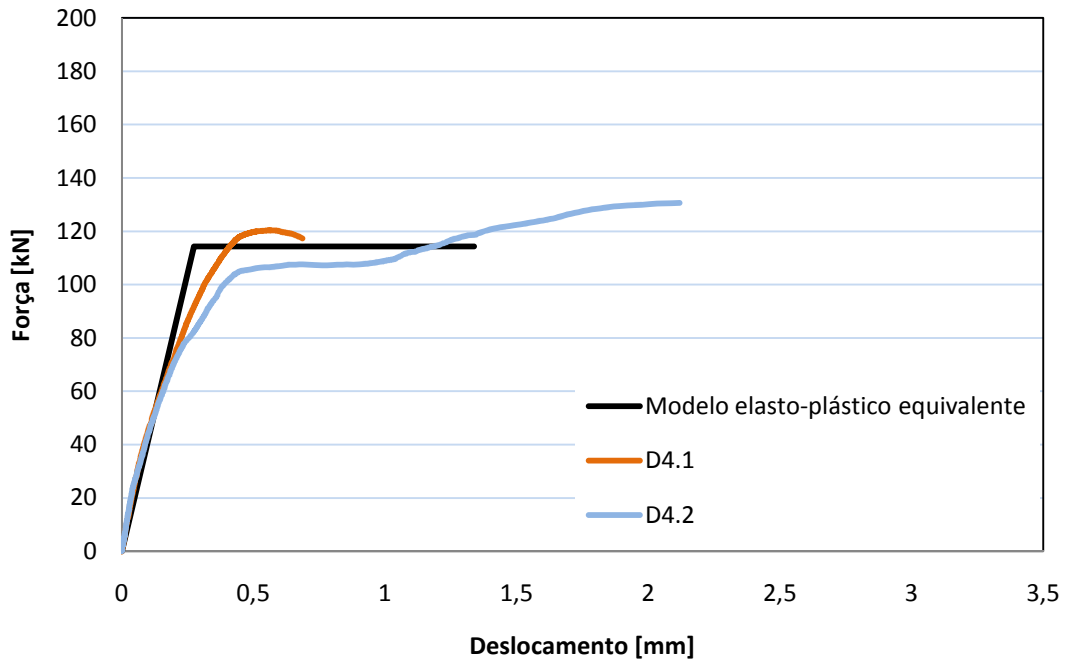


Figura 5.3 - Resultados dos ensaios do modelo D4

5.1.4. Modelo D6

Na tabela 5.4 e na figura 5.4 observam-se os resultados dos dois modelos válidos D6.2 e D6.3, em que se verifica uma proximidade de valores.

Tabela 5.4 - Cálculo da força de cedência equivalente do modelo D6

Modelo	W_{ensaio} [kNmm]	F_{max} [kN]	δ_{max} [mm]	$0,4F_{\text{max}}$ [kN]	$\delta_{0,4\text{max}}$ [mm]	k [kN/mm]	F_{ced} [kN]	δ_{ced} [mm]
D6.1	-	-	-	-	-	-	-	-
D6.2	178,9	104,9	2,65	41,9	0,48	87,74	81,9	0,93
D6.3	83,0	91,2	1,56	36,0	0,45	79,96	76,4	0,96
D6	131,0	98,0	2,11	-	-	83,85	79,2	0,94

Ensaio de um grupo de varões modelo D6

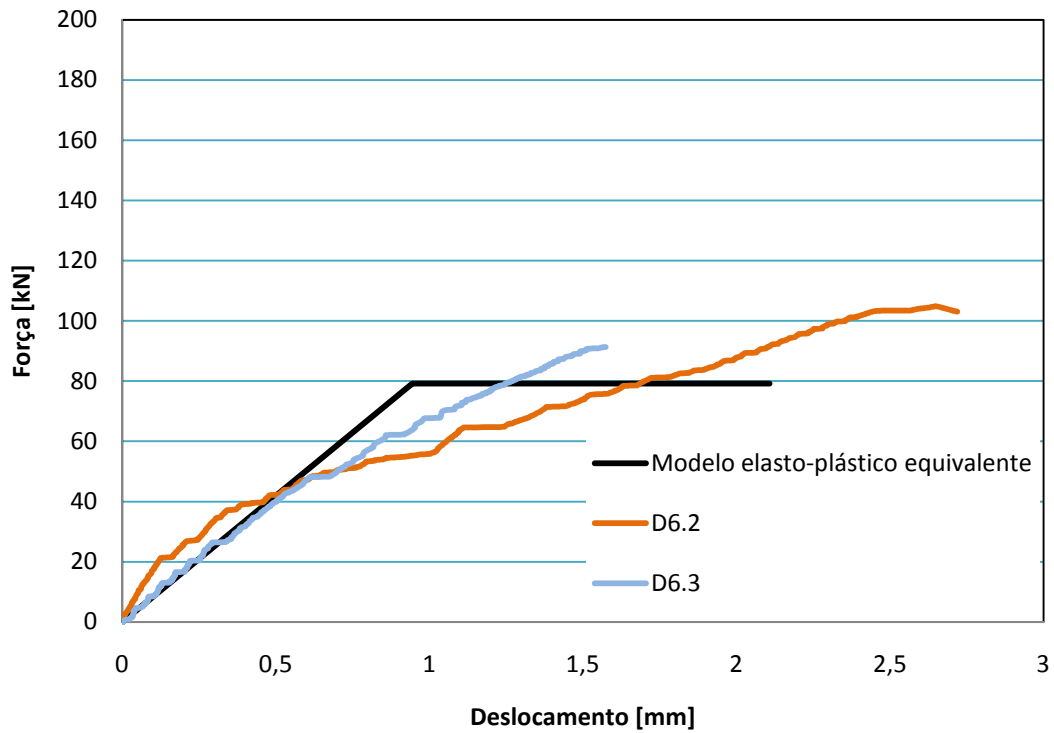


Figura 5.4 - Resultados dos ensaios do modelo D6

5.1.5. Modelo D7

À semelhança dos outros ensaios, neste modelo houve um caso (D7.1) que foi anulado. Representa-se na tabela seguinte os valores de cálculo da força de cedência. Na figura 5.5 apresentam-se os modelos válidos, observou-se que as suas curvas são bastante semelhantes entre si e ao modelo elasto-plástico equivalente.

Tabela 5.5 - Cálculo da força de cedência equivalente do modelo D7

Modelo	W_{ensaio} [kNmm]	F_{max} [kN]	δ_{max} [mm]	$0,4F_{\text{max}}$ [kN]	$\delta_{0,4\text{max}}$ [mm]	k [kN/mm]	F_{ced} [kN]	δ_{ced} [mm]
D7.1	-	-	-	-	-	-	-	-
D7.2	172,3	120,7	2,38	48,1	0,59	81,63	96,4	1,18
D7.3	132,3	106,4	1,99	42,0	0,51	82,91	92,8	1,12
D7	152,3	113,5	2,18	-	-	82,27	94,6	1,15

Ensaio de um grupo de varões modelo D7

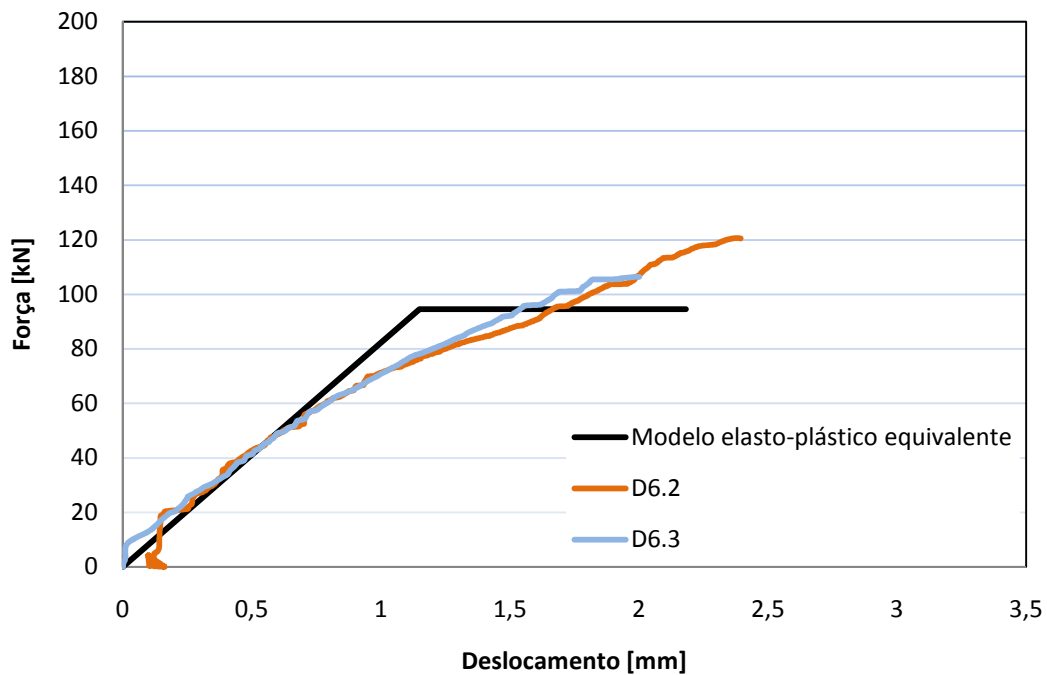


Figura 5.5 - Resultados dos ensaios do modelo D7

5.1.6. Comparação dos resultados

A tabela 5.6 reflecte os valores de rotura dos diferentes modelos de ensaio calculados analiticamente. Na tabela 5.7 e na figura 5.6 mostram-se os modelos elasto-plásticos de cada modelo.

Tabela 5.6 - Valores de rotura analíticos dos modelos

Ensaio	Modelo	Condições do ensaio	Tipo de Rotura	N_{Rm} [kN]
Tracção simples	D1	1 varão	Aço	157,1
	D2	2 varões com s1	Betão	102,5
	D4	2 varões com s3	Betão	117,1
Flexão composta no pilar	D6	2 varões s3 com z_c 0,10	Betão	78,1
	D7	2 varões s3 com z_c 0,15	Betão	87,8
Nota: s1=100mm e s3=200mm.				

Tabela 5.7 – Valores dos modelos elasto-plástico equivalentes

Modelo	Condições do ensaio	F_{max} [kN]	δ_{max} [mm]	k [kN/mm]	F_{ced} [kN]	δ_{ced} [mm]
D1	1 varão	170,8	0,93	403,88	162,6	0,40
D2	2 varões com s1	118,9	0,78	683,22	105,7	0,16
D4	2 varões com s3	125,5	1,34	417,66	114,3	0,27
D6	2 varões s3 com z_c 0,10	98,0	2,11	83,85	79,2	0,94
D7	2 varões s3 com z_c 0,15	113,5	2,18	82,27	94,6	1,15

Comparação dos modelos elasto-plástico

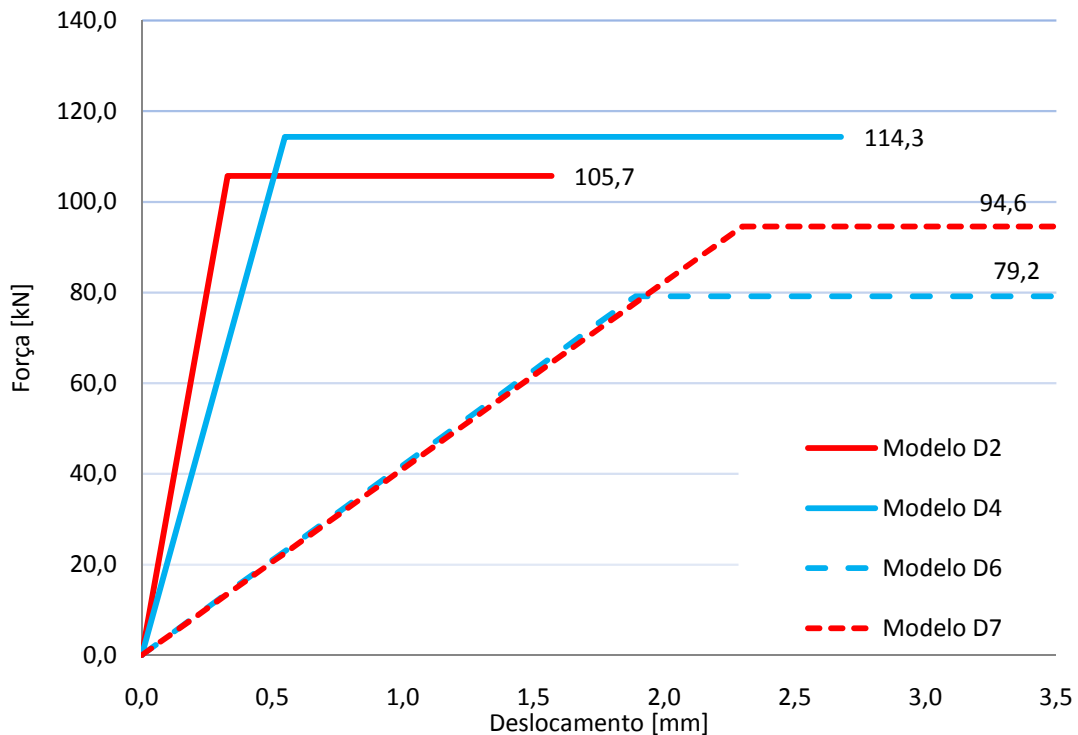


Figura 5.6 - Comparação dos modelos ensaiados

Na tabela 5.8 e na figura 5.7 são comparados os valores analíticos com os experimentais. Apenas o modelo D4 apresenta um valor de cálculo analítico maior que o modelo experimental na ordem dos 2%; no entanto os restantes ensaios apresentam uma ligeira diferença no sentido contrário da ordem dos 5%.

Como se pode ver na figura 5.6 existe semelhança entre os modelos D2 e D4, modelos ensaiados unicamente à tracção, e entre os modelos D6 e D7, ensaiados com um “momento aplicado no pilar”.

Entre os modelos ensaiados à tracção, pode-se observar que o modelo D1 é o que apresenta maior resistência por estar isolado, ocorrendo a rotura pelo aço. Dos restantes dois modelos, o modelo D4 é o que tem maior força de rotura, devido a ter um espaçamento maior entre varões, o que produziu uma maior área de influência.

Os modelos D6 e D7, são semelhantes em termos de características de espaçamento entre varões ao modelo D4, apenas diferindo na aplicação do “momento no pilar”. Destes, é no modelo D7, que se obtém a maior força de rotura, pois este possui uma maior área de influência do que o modelo D6.

É também de realçar a redução significativa da rigidez dos modelos com “flexão composta no pilar” (modelos D6 e D7) face aos modelos com “tracção simples” (modelos D2 e D4).

Tabela 5.8 – Comparação de valores nos diferentes modelos

Modelo	Condições do ensaio	F_{ced} [kN]	N_{Rm} [kN]	F_{ced}/N_{Rm}
D1	1 varão	162,6	157,1	1,04
D2	2 varões com s1	105,7	102,5	1,03
D4	2 varões com s3	114,3	117,1	0,98
D6	2 varões s3 com zc 0,10	79,2	78,1	1,01
D7	2 varões s3 com zc 0,15	94,6	87,8	1,08

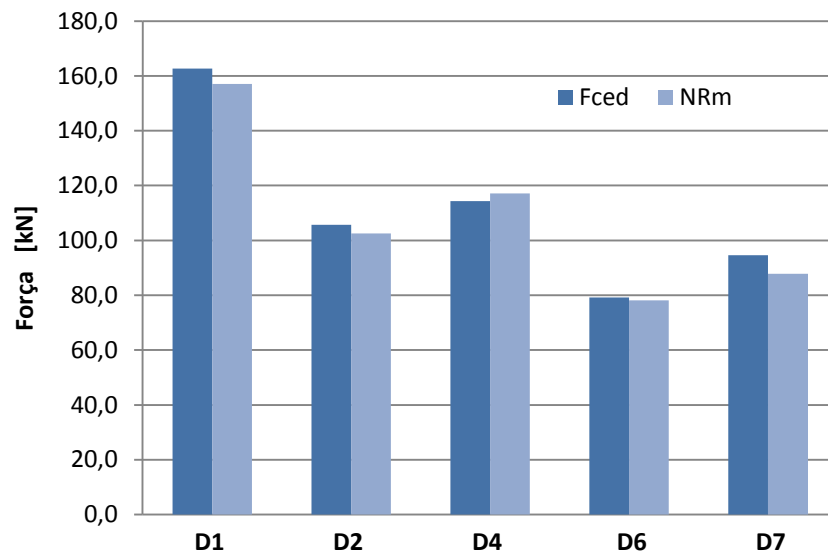


Figura 5.7 - Comparação de valores ensaiados e calculados analiticamente

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No presente trabalho foram estudadas ancoragens para ligação de pilares pré-fabricados às fundações. As ancoragens estudadas consistem em varões embebidos em furos executados nos blocos das fundações e selados com “grout”. Foram analisadas situações em que os varões são sujeitos a tracção simples, o efeito de grupo de varões traccionados e situações com compressão no betão, perto das ancoragens, correspondente ao bloco de tensões de compressão causado pelo pilar quando este está sujeito a flexão composta com compressão. Nas secções seguintes apresentam-se as principais conclusões resultantes do estudo efectuado e propostas de trabalhos futuros que permitam esclarecer e aprofundar alguns dos aspectos não tratados.

6.1. Conclusões

Nos modelos ensaiados neste estudo pode-se evidenciar que os valores das resistências calculadas analiticamente, não apresentam uma diferença muito significativa (1% a 8%) dos ensaios experimentais.

Foram comparados os valores analíticos com os experimentais. Apenas o modelo D4 apresenta um valor de cálculo analítico maior que o modelo experimental na ordem dos 2%; no entanto, os restantes ensaios apresentam uma ligeira diferença no sentido contrário da ordem dos 5%.

Existe semelhança entre os modelos D2 e D4, modelos ensaiados unicamente à tracção, e entre os modelos D6 e D7, ensaiados com um “momento aplicado no pilar”.

Entre os modelos ensaiados à tracção, observa-se que o modelo D1 é o que apresenta maior resistência por estar isolado, sendo a rotura pelo aço. Dos restantes dois modelos, o modelo D4 é o que tem maior força de rotura, devido a ter um espaçamento maior entre varões, o que produziu uma maior área de influência.

Os modelos D6 e D7 são semelhantes em termos de características de espaçamento entre varões ao modelo D4, apenas diferindo na aplicação do “momento no pilar”. Destes, é no modelo D7, que se obtém a maior força de rotura, pois este possui uma maior área de influência do que o modelo D6.

É também de realçar a redução significativa da rigidez dos modelos com “flexão composta no pilar” (modelos D6 e D7) face aos modelos com “tracção simples” (modelos D2 e D4).

Nota-se que o espaçamento entre varões é um factor bastante significativo na resistência à tracção. Verifica-se um aumento de resistência devido ao aumento do espaçamento entre varões, pois este origina uma maior área de influência na superfície do betão. Deste modo deve ser feita uma análise rigorosa do número de varões num grupo a colocar e o espaçamento entre varões, pois o número de varões não implica maior resistência, devido à área de influência na superfície do betão. A importância de um bom dimensionamento pode resultar num menor custo associado. Apesar de o embebedimento do varão no bloco, ter sido sempre o mesmo ao longo do estudo, pode-se dizer que este factor também é bastante importante.

Este estudo Teve uma componente experimental significativa e devido a esse facto poderão ter existido vários condicionalismos não tidos em conta, como por exemplo a execução de ensaios muito perto uns dos outros que podem provocar alterações aos resultados, o

congestionamento de varões no bloco, a execução dos blocos com várias betonagens, as condições atmosféricas e o modo de execução do procedimento, que poderão ser responsáveis por muito erros.

6.2. Desenvolvimentos futuros

No estudo de ligações pilar-fundação com armaduras salientes do pilar e ancoragens na fundação, ainda muito pode ser desenvolvido. Considera-se importante executar um maior número de ensaios semelhantes aos realizados em D6 e D7, no presente trabalho para validar a utilização dos modelos de cálculo existentes neste estudo. Poderão ser efectuados ensaios cíclicos neste tipo de ligações, quer ensaiando as ancoragens isoladas, quer elementos de pilar ligados a blocos de fundação.

Outro aspecto que merece ser cuidadosamente analisado é o comportamento da fundação face a comprimentos de ancoragem reduzidos dos varões salientes dos pilares.

É importante desenvolver estudos que incluam as forças de corte actantes nos pilares, o efeito dos cantos num grupo de varões, uma maior distância entre varões e acções cíclicas.

7. REFERÊNCIAS

- [1] REGUENGO, Romeu; Ligação Pilar – Fundação com armaduras salientes do pilar, em estruturas pré-fabricadas, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, 2008.
- [2] Design of Fastenings in Concrete; CEB Bulletin D'Information nº 226, Thomas Telford Londres, 1995.
- [3] Eurocode – 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules for buildings, CEN EN 1992-1-1, Abril de 2004.
- [4] MILTEMBERGER, Matthew, P.E.; “Capacity design of grouted anchors”; 16th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology; Washington, DC, USA, 2001.
- [5] SILVA, António; Ligação entre elementos pré-fabricados de betão; Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa; Abril 1998.
- [6] NP EN 206-Betão Parte 1 - Especificação, desempenho, produção e conformidade, Instituto Português da Qualidade, 2007.
- [7] NP EN 1015-Provetes Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade, Instituto Português da Qualidade, 2004.
- [8] DOCUMENTO DE CLASSIFICAÇÃO DE VARÕES DE AÇO – LNEC - MEGAFER 500SD – Lisboa, 2009.
- [9] Sika grout - <http://www.sika.pt/arga00>; acedido em 23/11/09.

ANEXOS

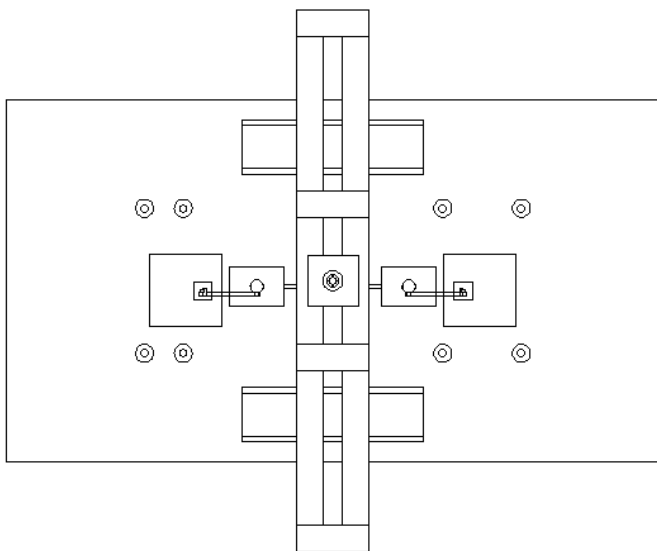
- Anexos 1 - Resultados dos ensaios
- Anexo 2 – Resultados dos ensaios dos cubos de betão
- Anexo 3 – Resultados dos ensaios dos provetes de “grout”
- Anexo 4 – Armadura dos blocos de betão

ANEXOS

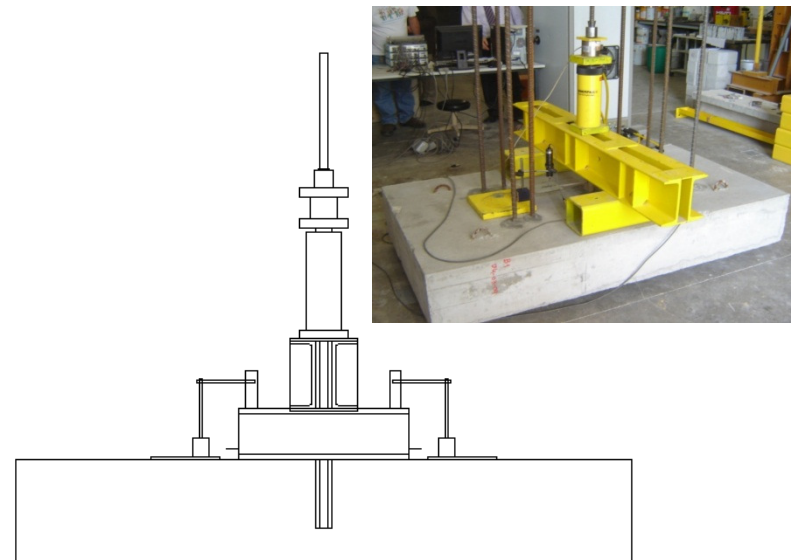
Anexo 1 – Resultados dos ensaios

ANEXOS

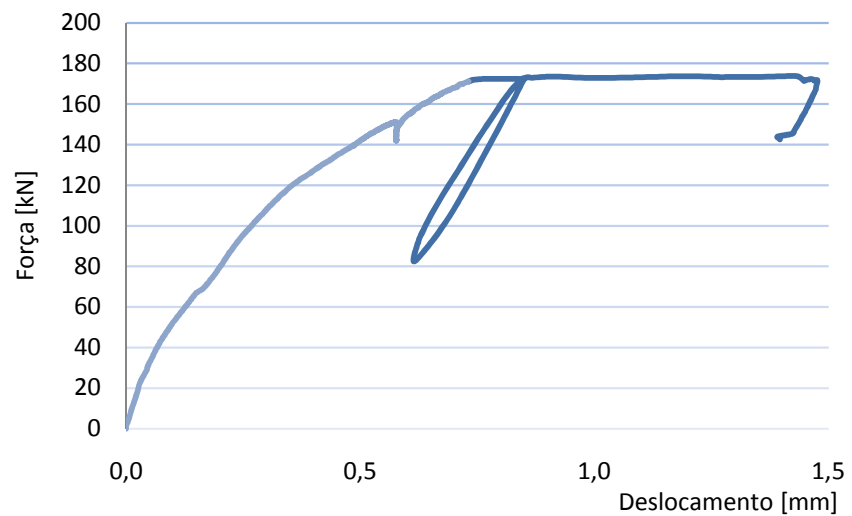
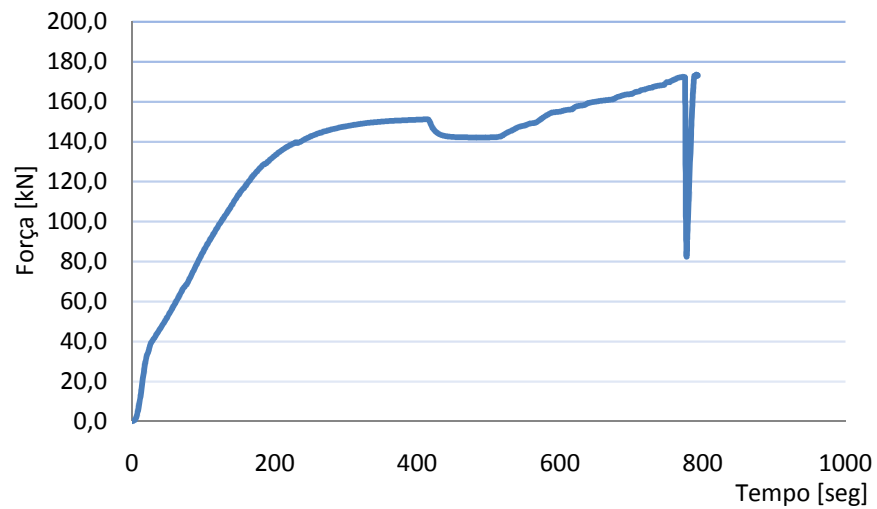
Modelo D1.1



Esquema do ensaio - planta



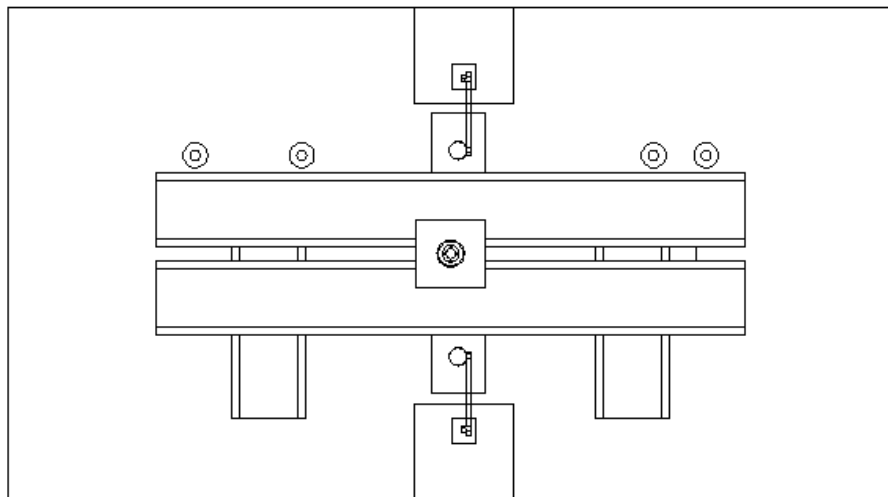
Esquema do ensaio - corte



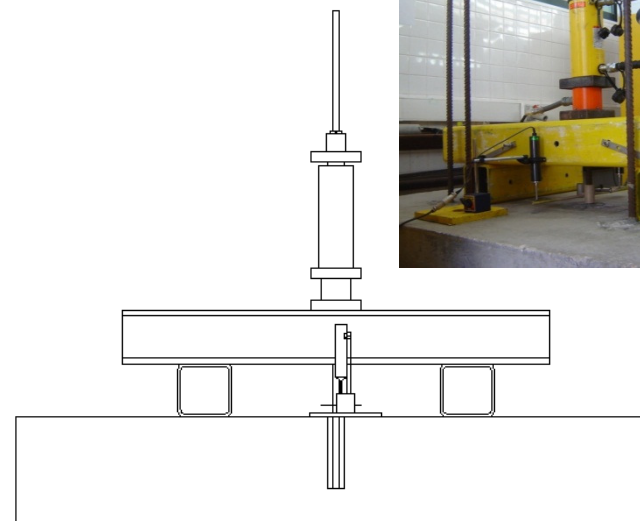
Força -Deslocamento

ANEXOS

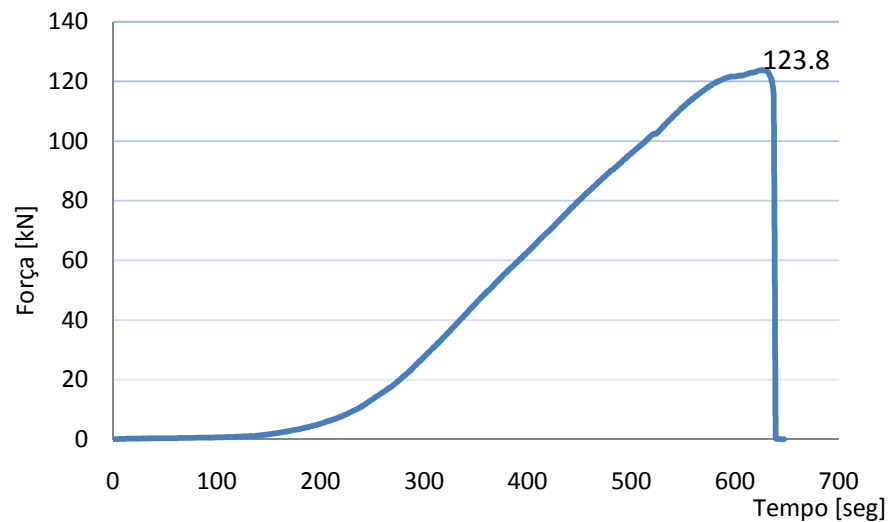
Modelo D1.2



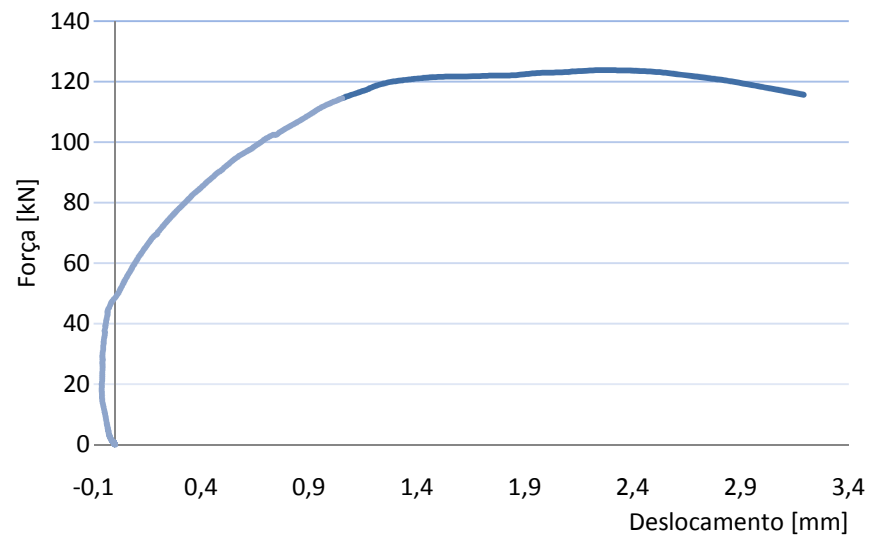
Esquema do ensaio - planta



Esquema do ensaio - corte



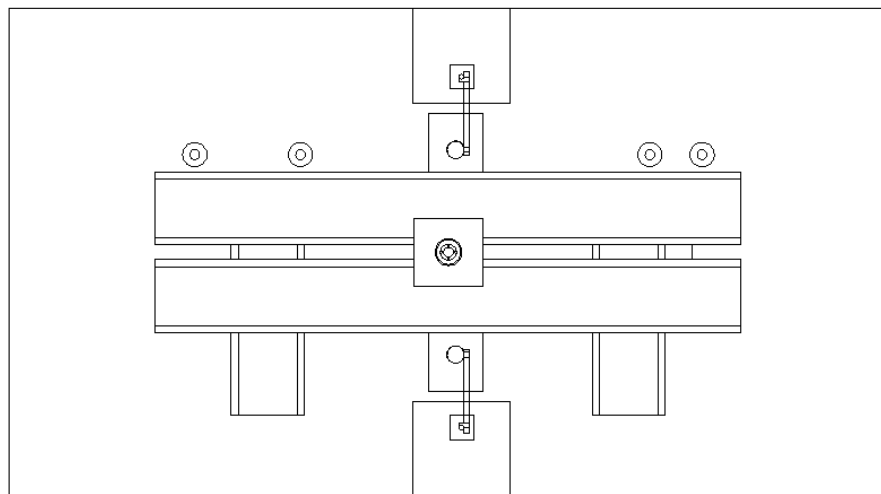
Evolução da carga com o tempo



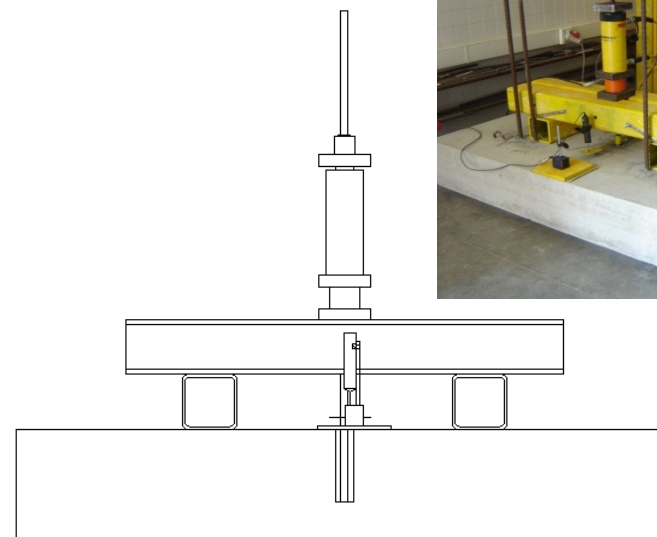
Força - Deslocamento

ANEXOS

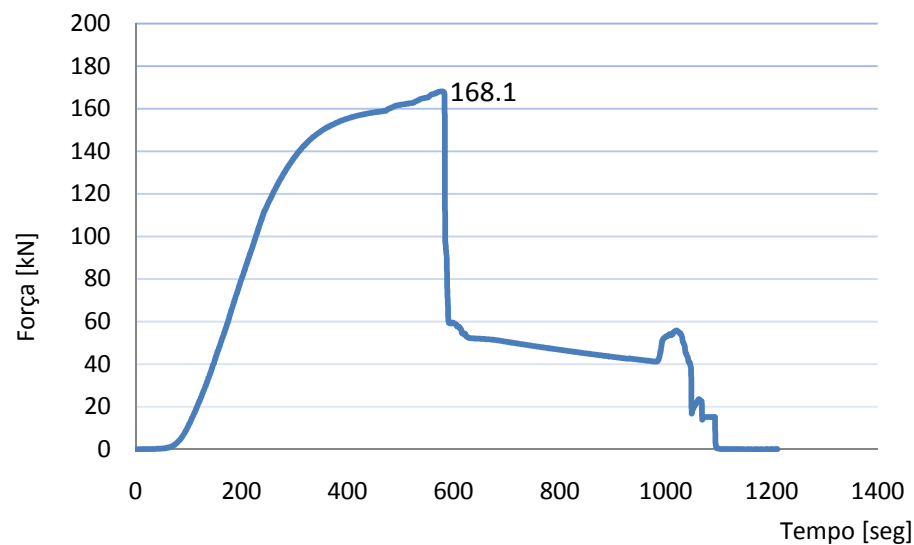
Modelo D1.3



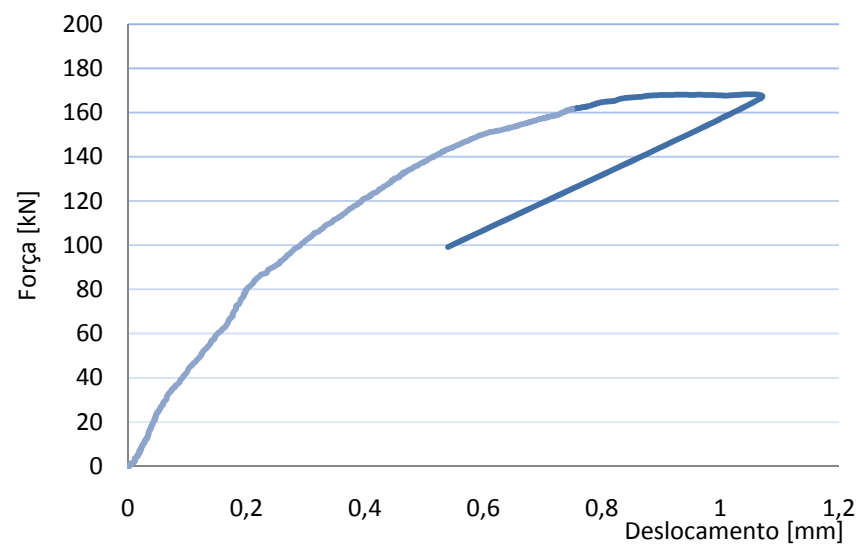
Esquema do ensaio – planta



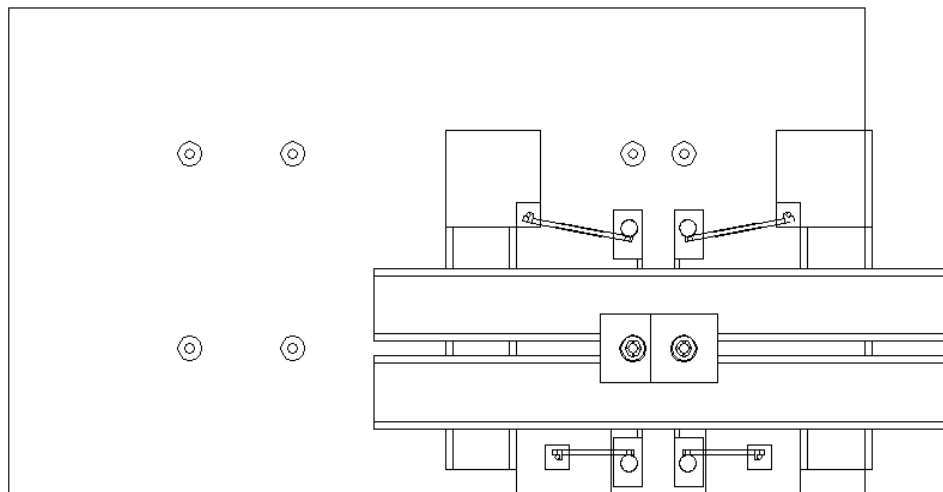
Esquema do ensaio – corte



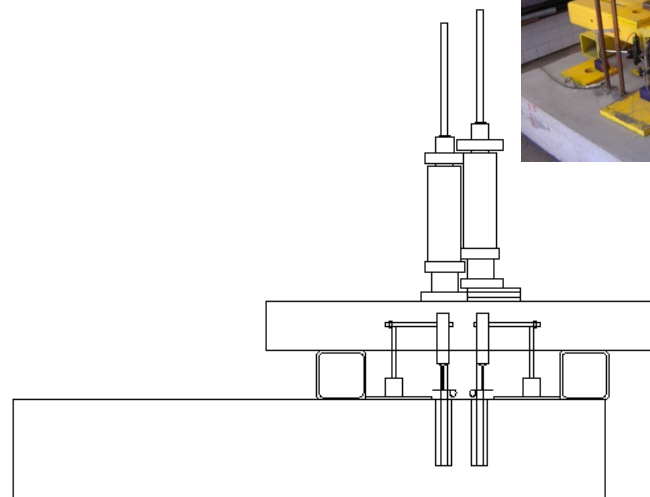
Evolução da carga com o tempo



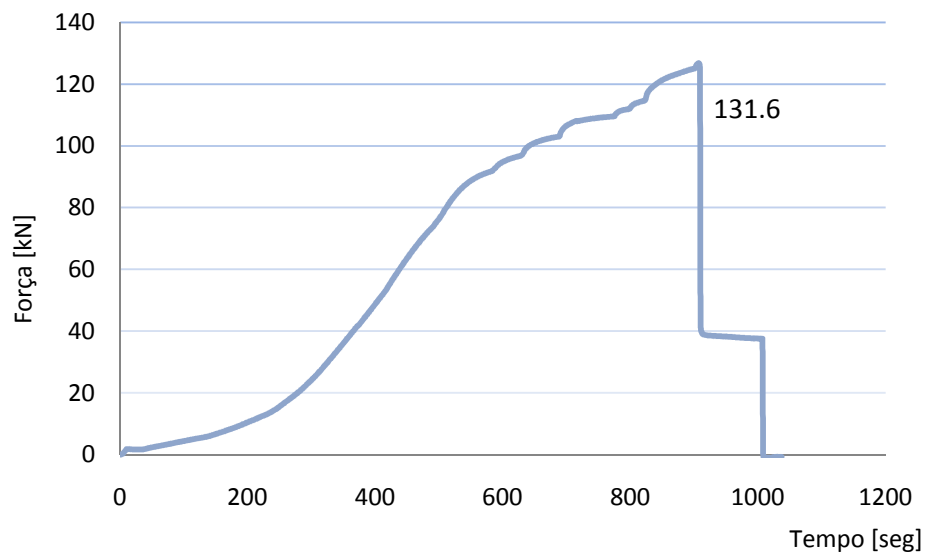
Força - Deslocamento



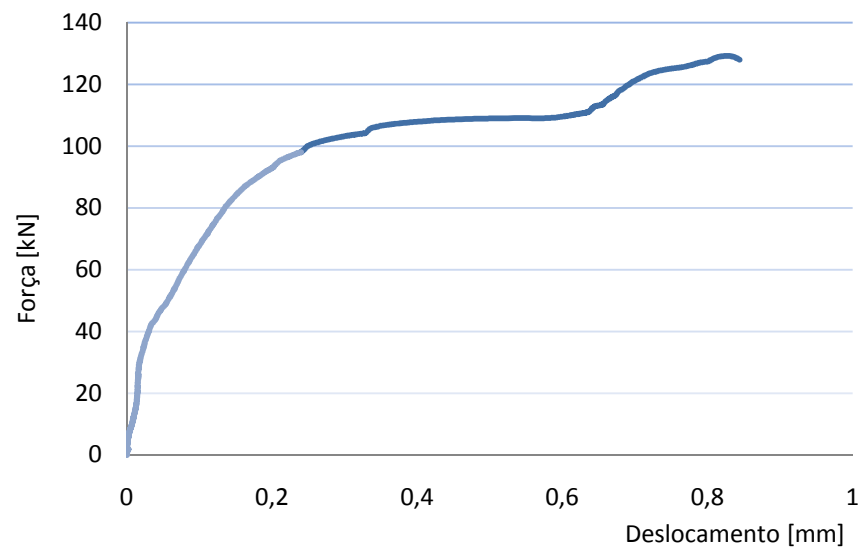
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – corte



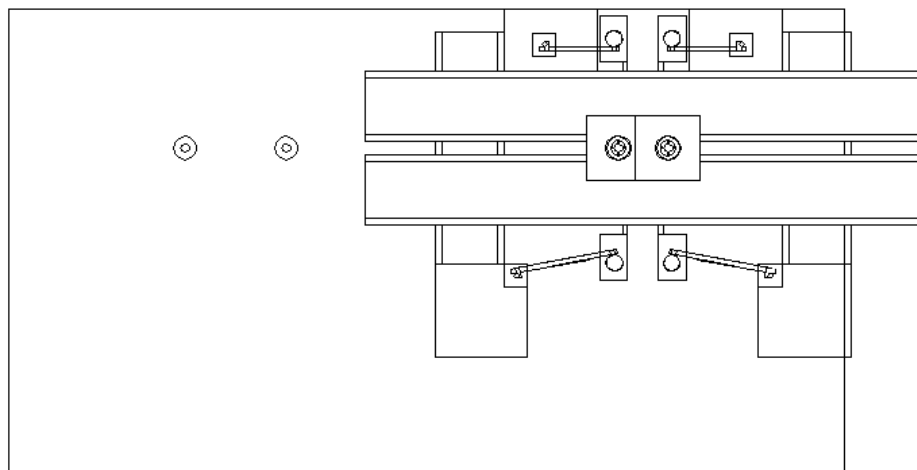
Evolução da carga com o tempo



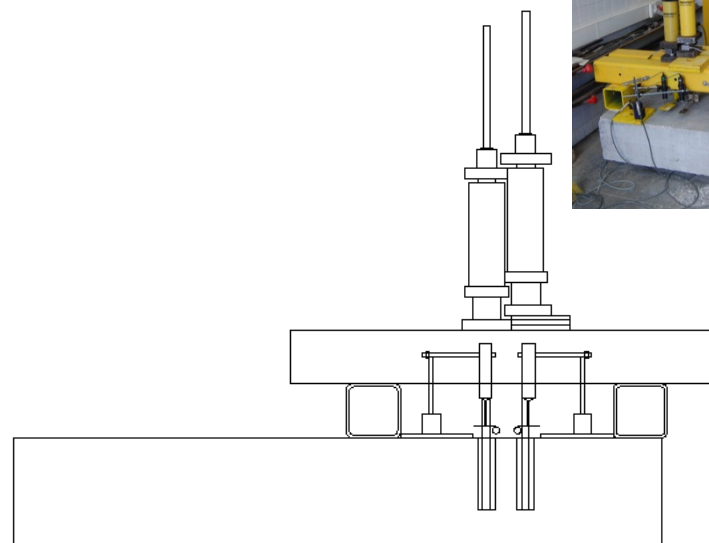
Força -Deslocamento

ANEXOS

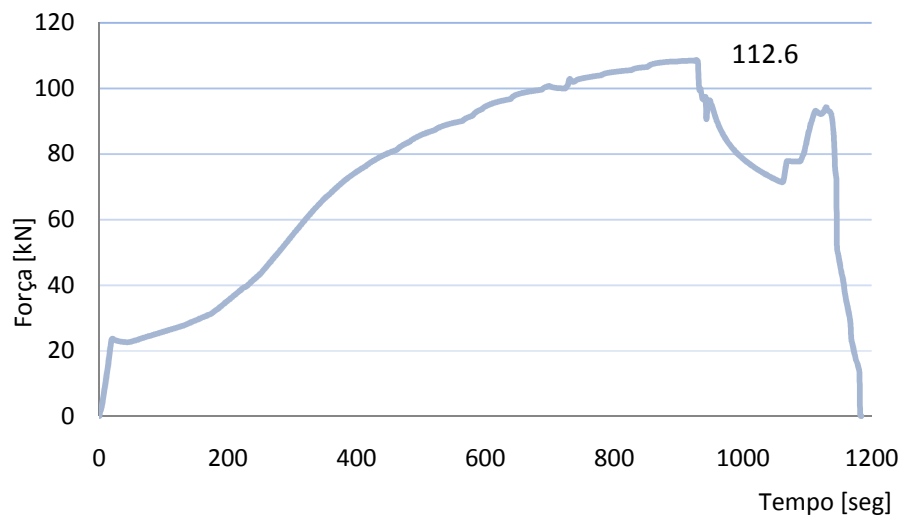
Modelo D2.2



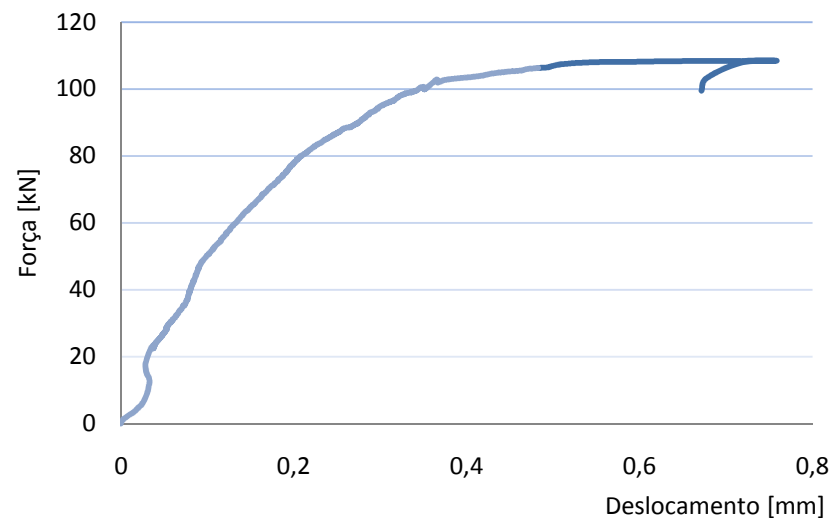
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – corte



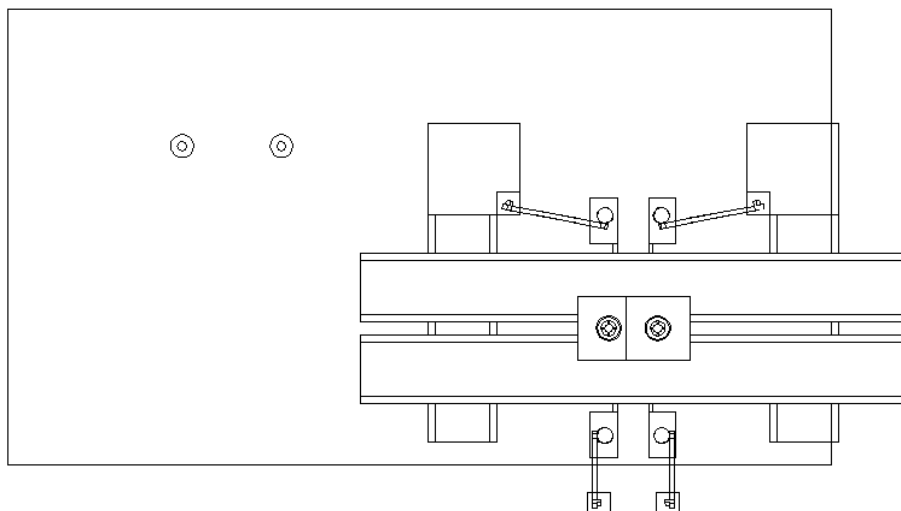
Evolução da carga com o tempo



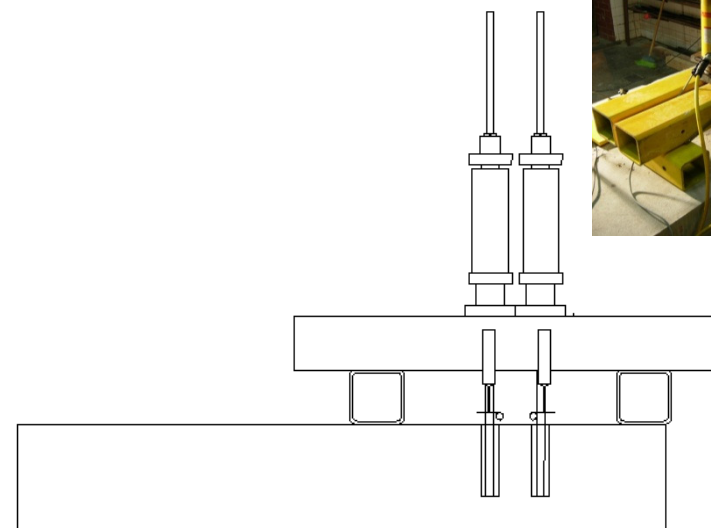
Força -Deslocamento

ANEXOS

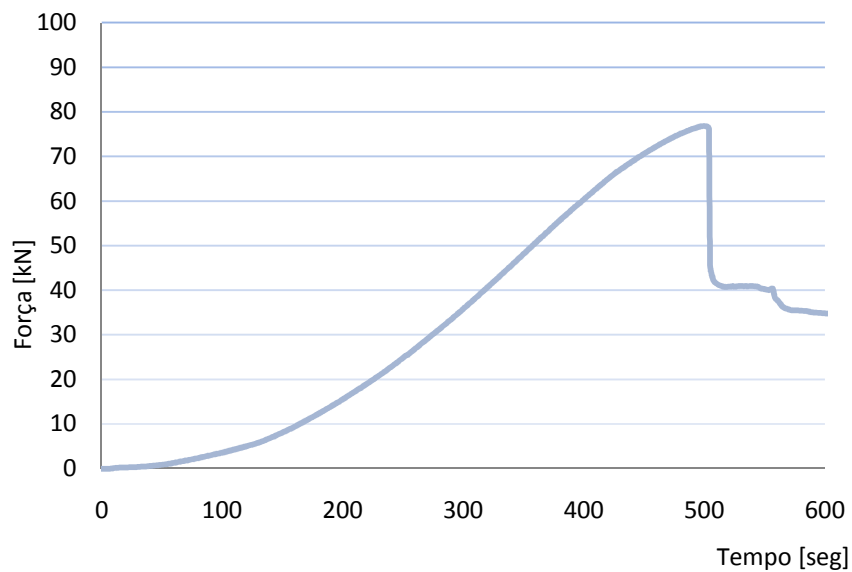
Modelo D2.3



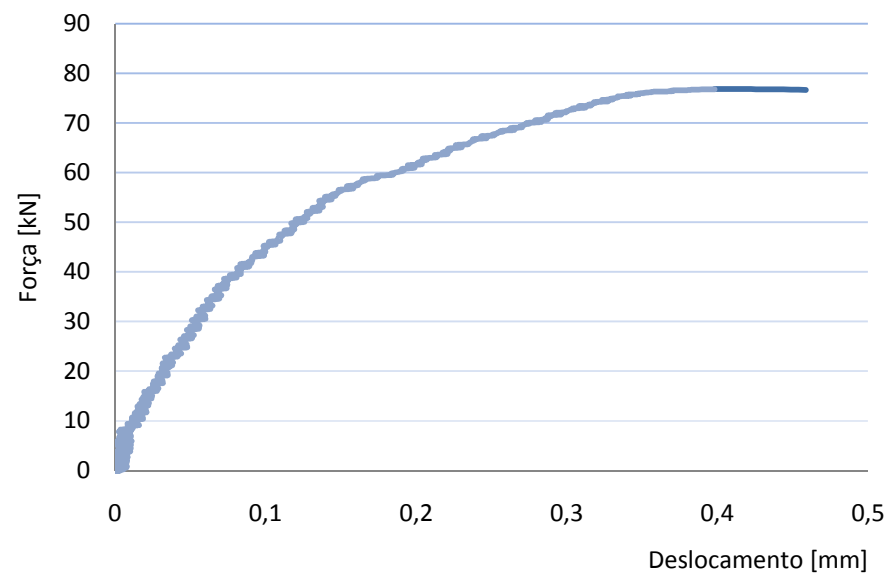
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – corte



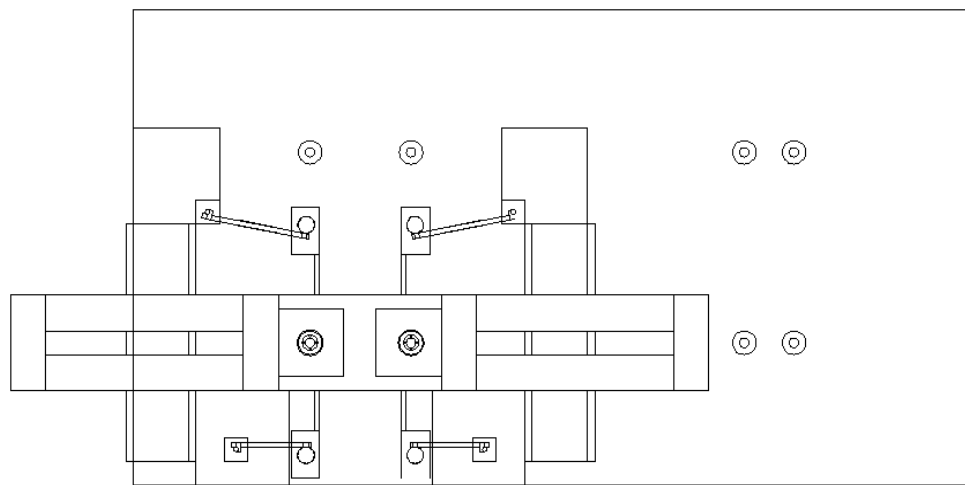
Evolução da carga com o tempo



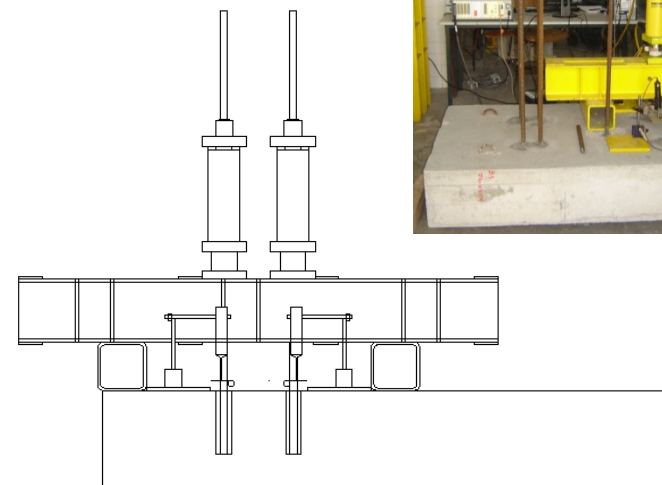
Força -Deslocamento

ANEXOS

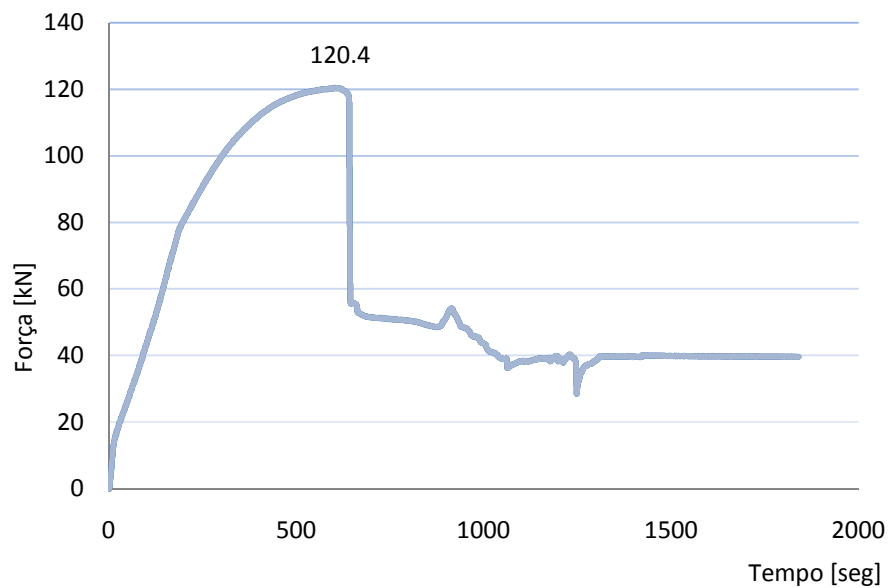
Modelo D4.1



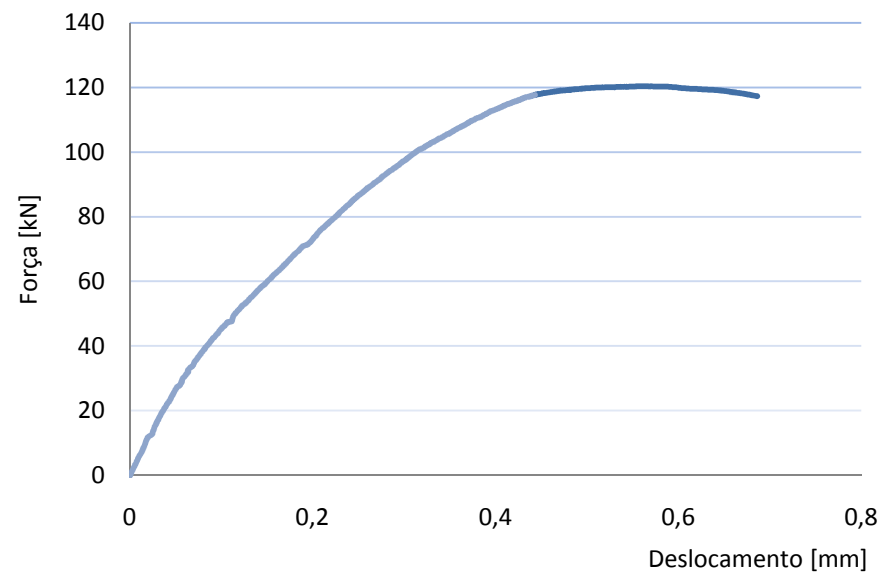
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – corte



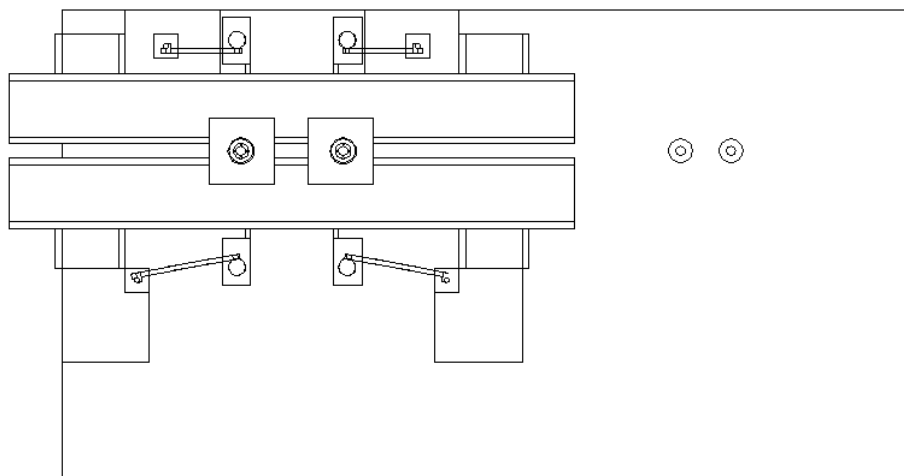
Evolução da carga com o tempo



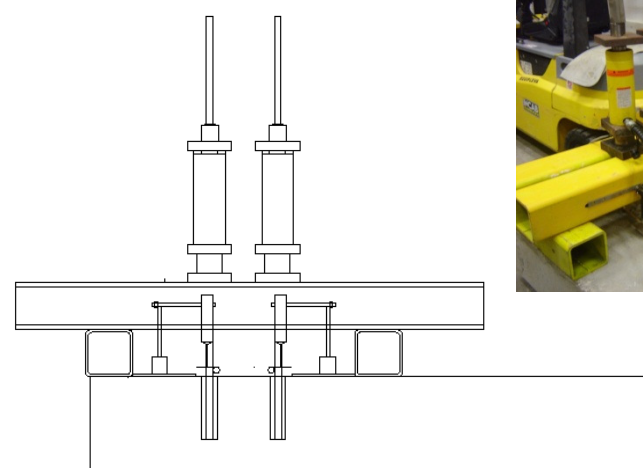
Força -Deslocamento

ANEXOS

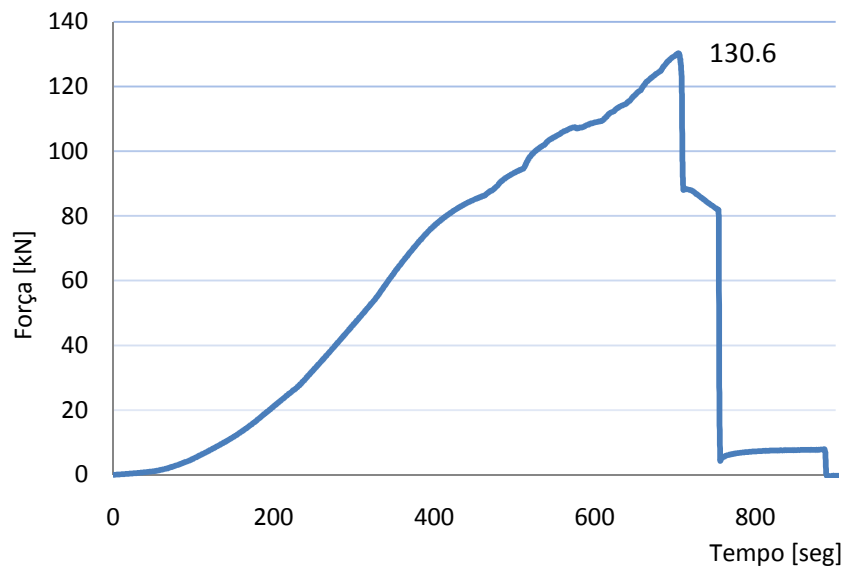
Modelo D4.2



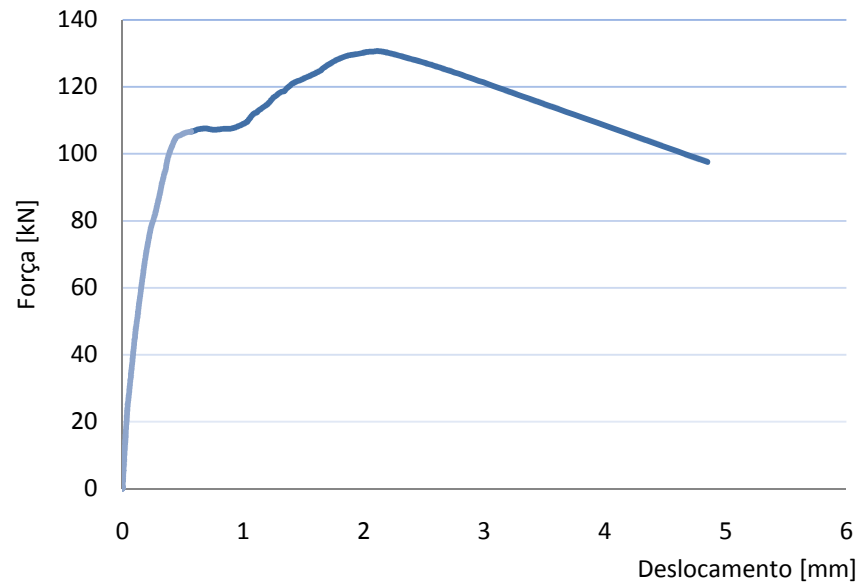
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – corte



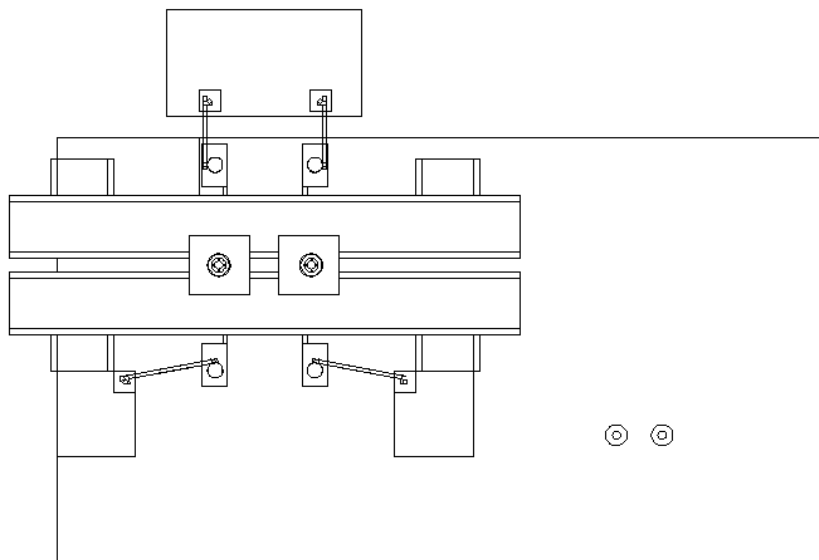
Evolução da carga com o tempo



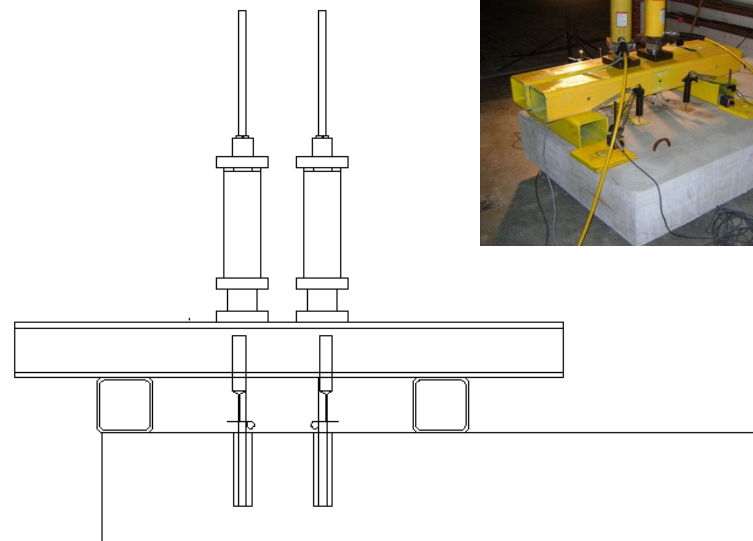
Força -Deslocamento

ANEXOS

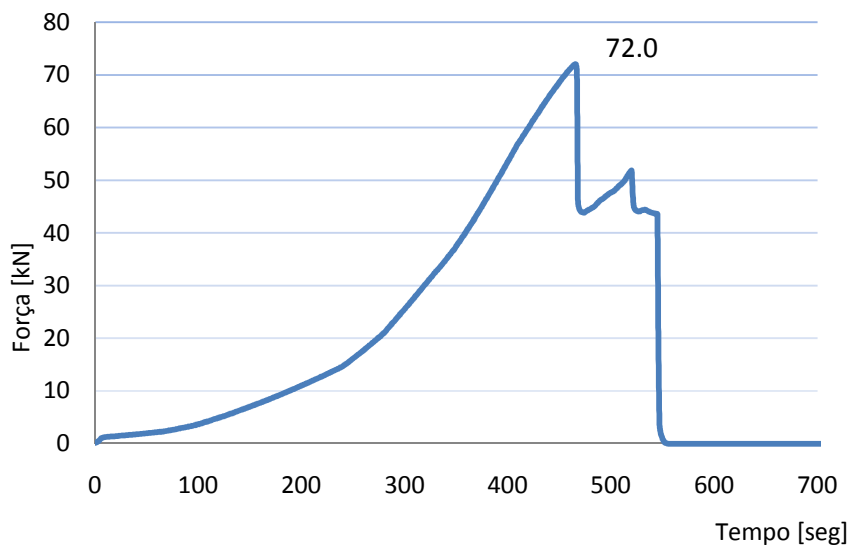
Modelo D4.3



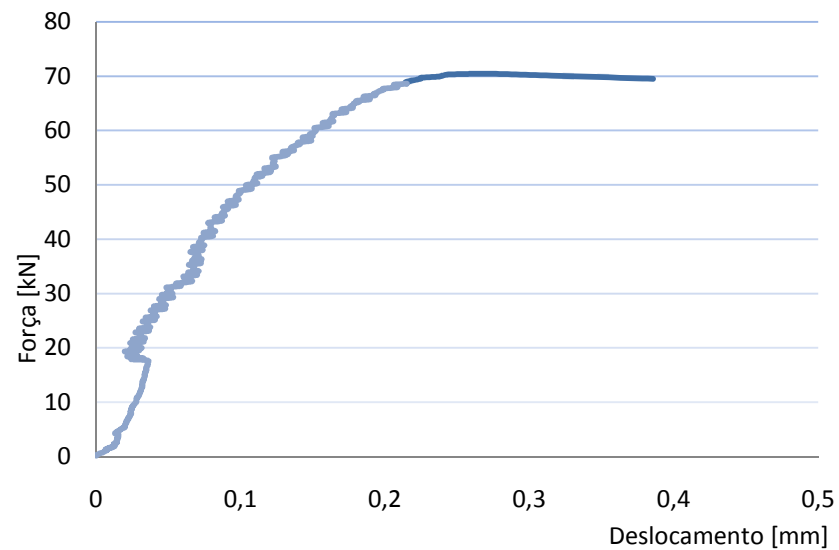
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – corte



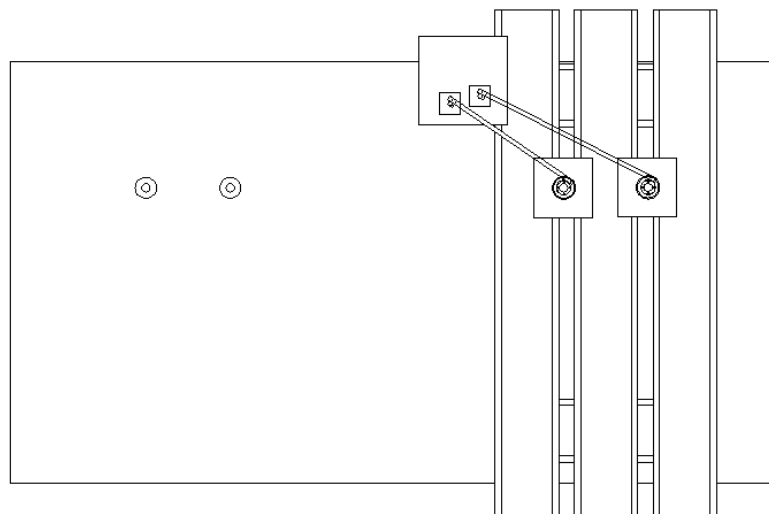
Evolução da carga com o tempo



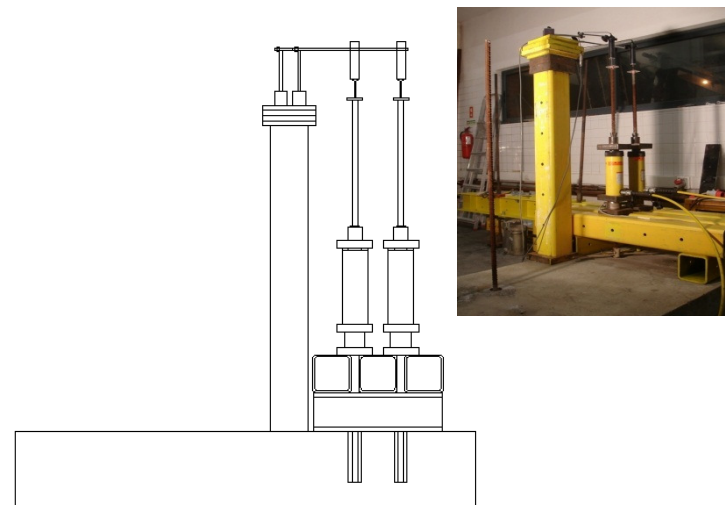
Força -Deslocamento

ANEXOS

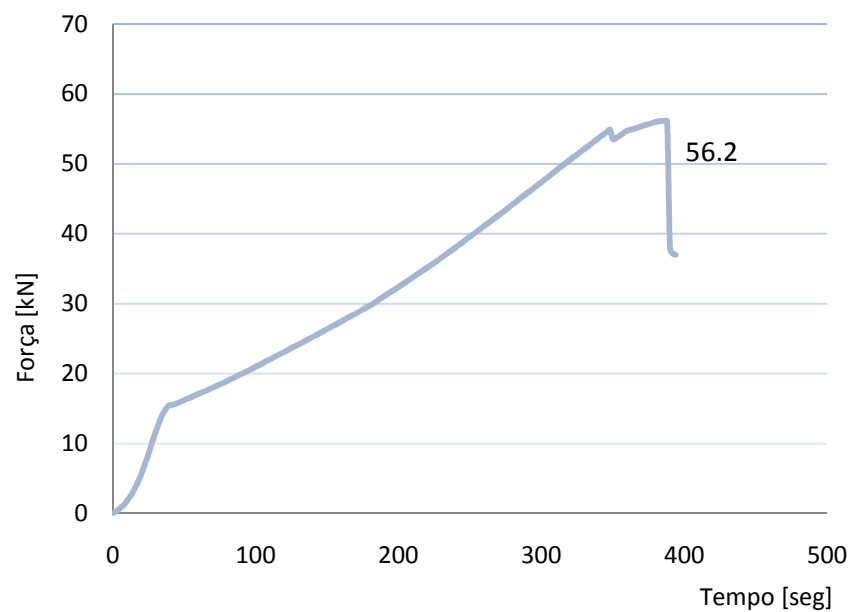
Modelo D6.1



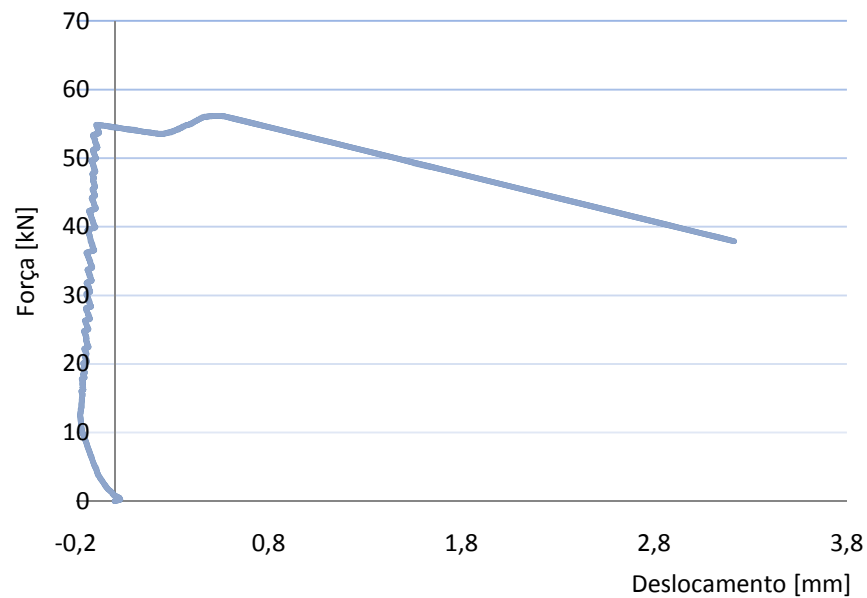
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – corte



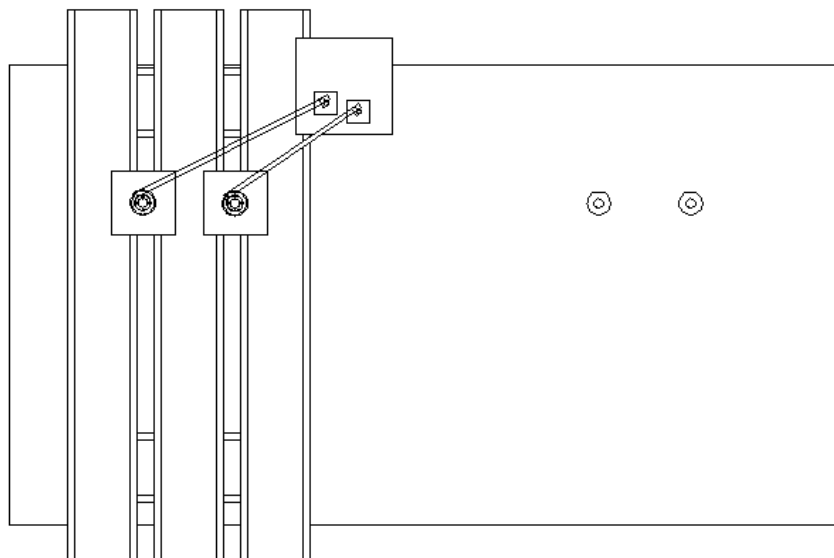
Evolução da carga com o tempo



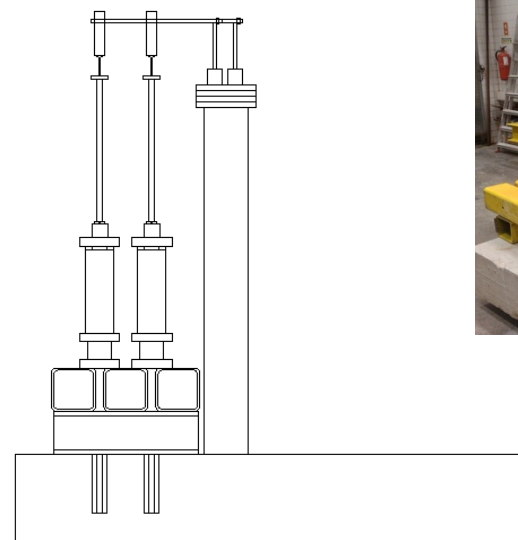
Força -Deslocamento

ANEXOS

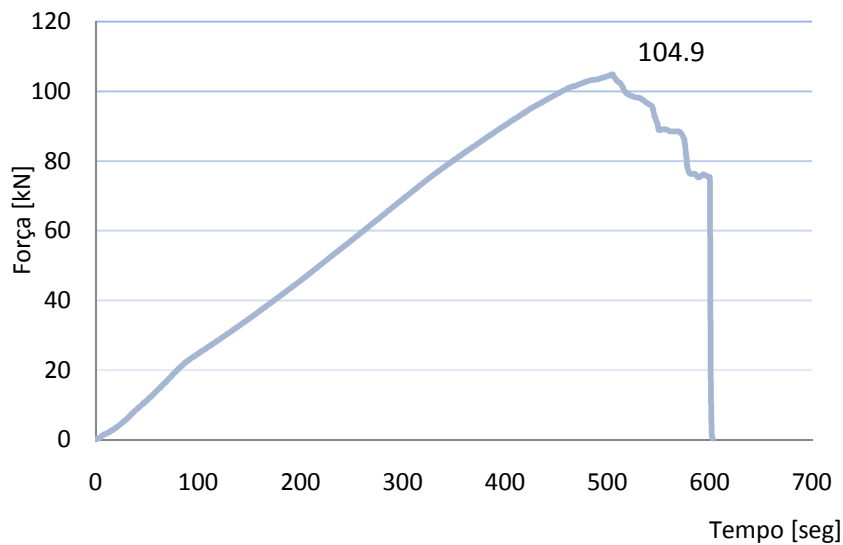
Modelo D6.2



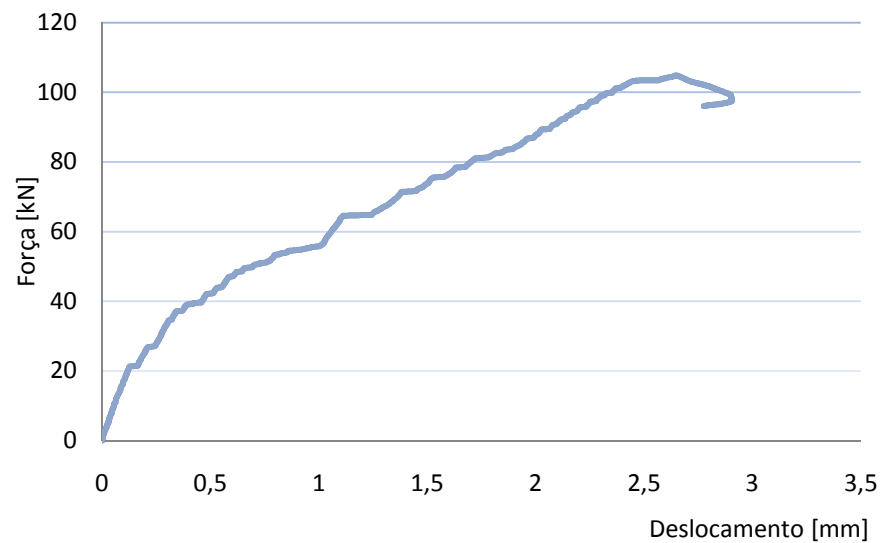
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – corte



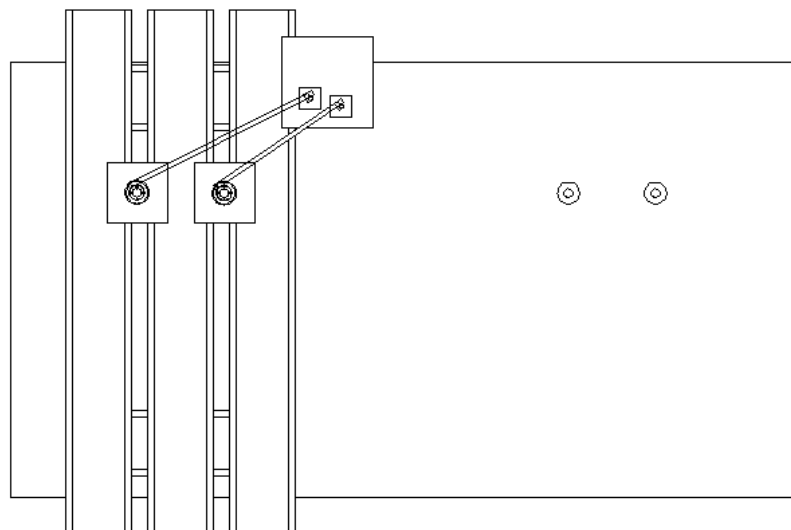
Evolução da carga com o tempo



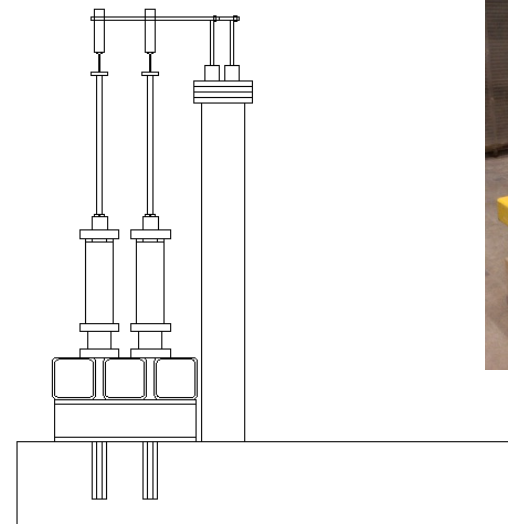
Força -Deslocamento

ANEXOS

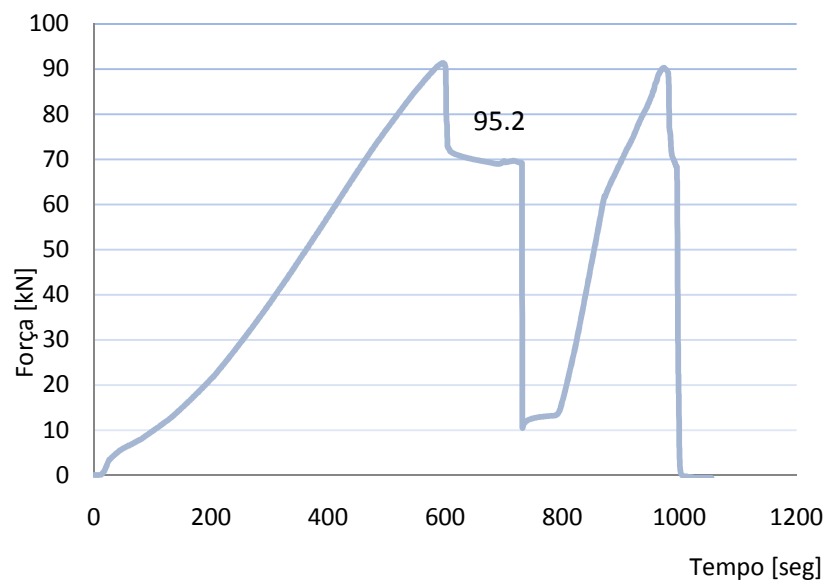
Modelo D6.3



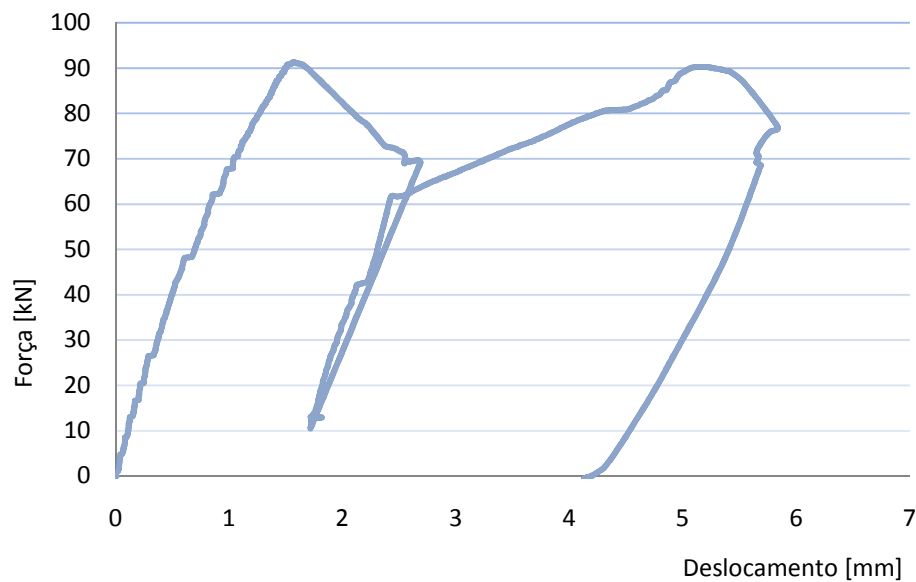
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – planta



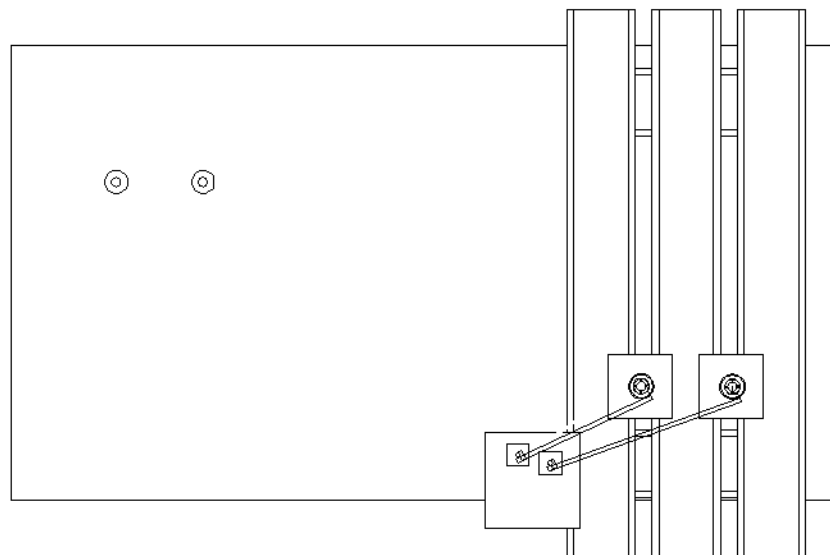
Evolução da carga com o tempo



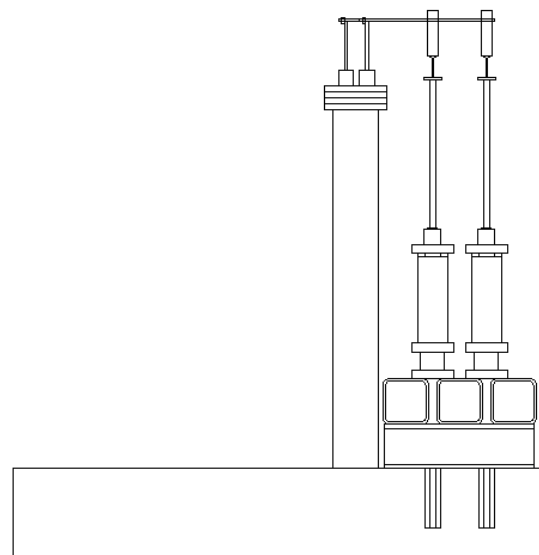
Força -Deslocamento

ANEXOS

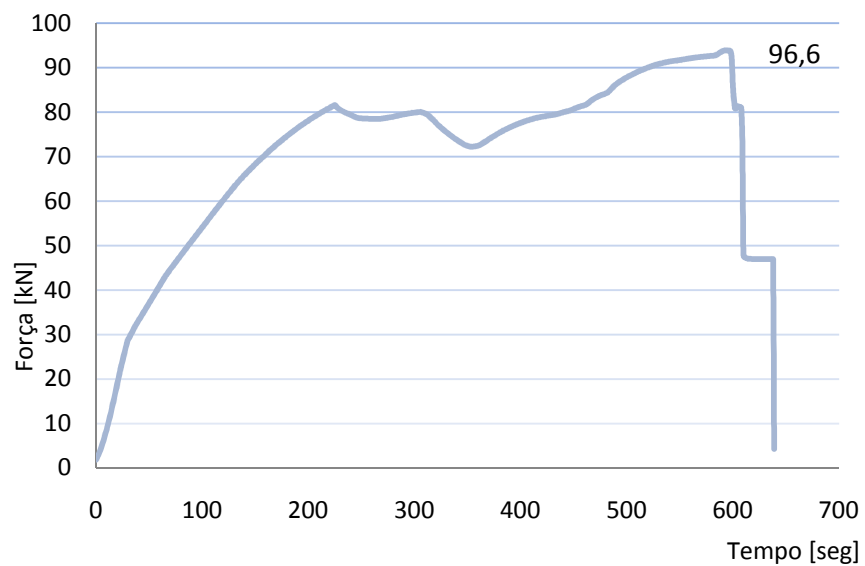
Modelo D7.1



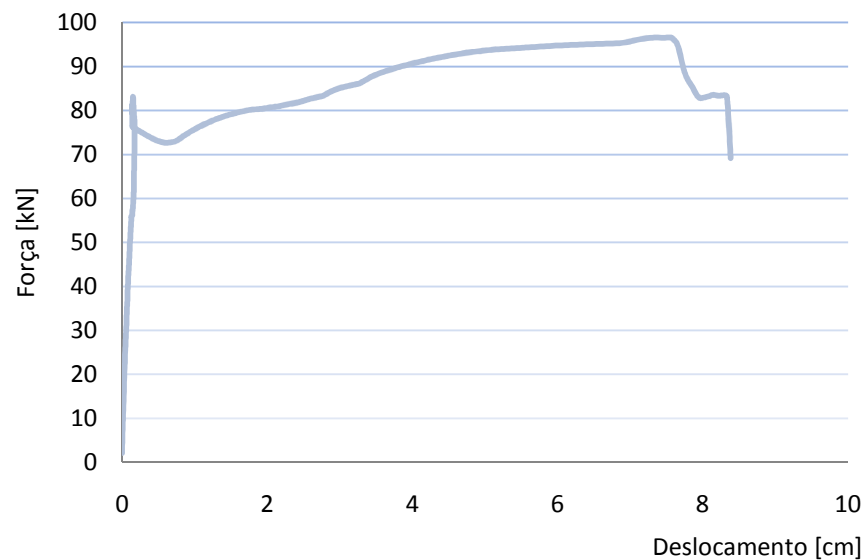
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – planta



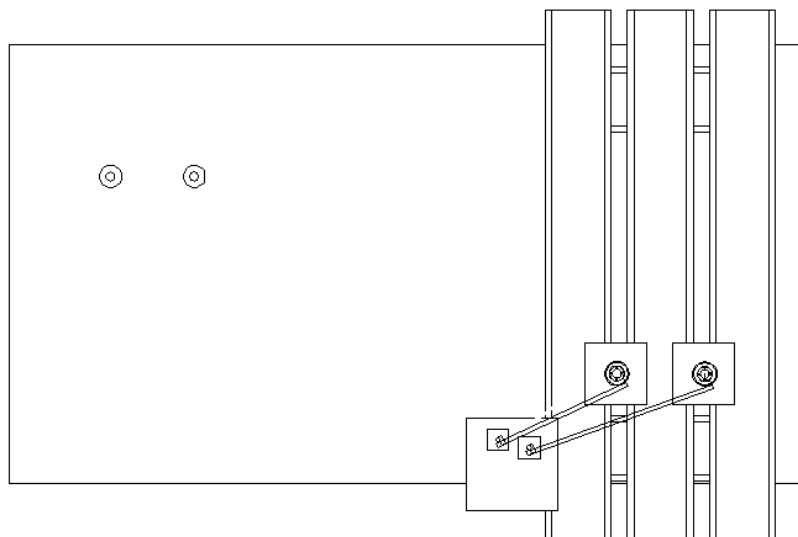
Evolução da carga com o tempo



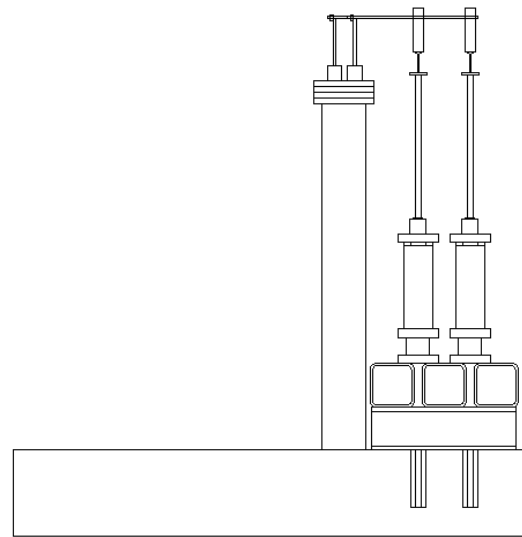
Força -Deslocamento

ANEXOS

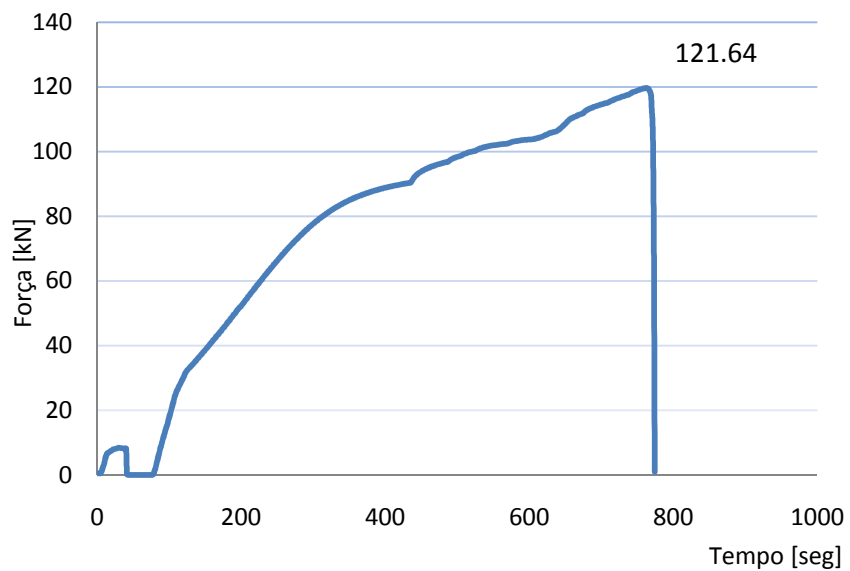
Modelo D7.2



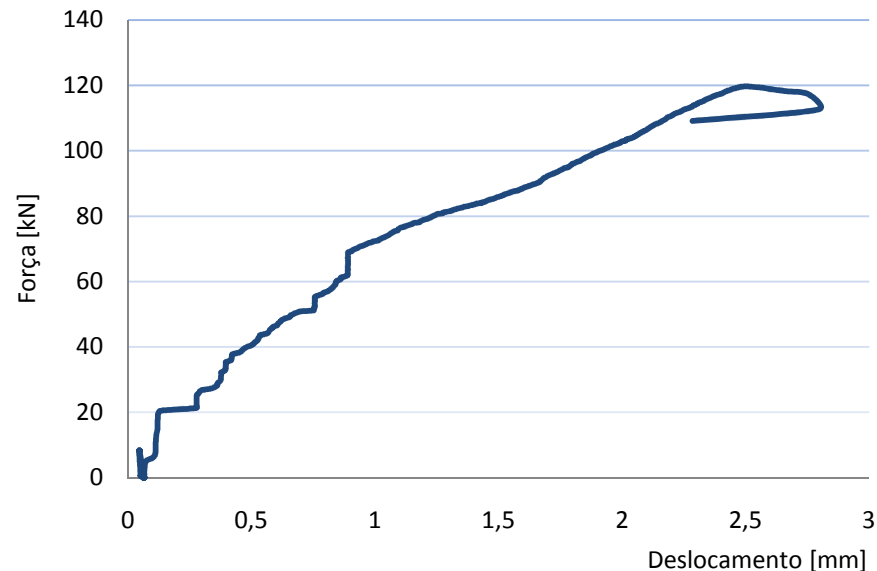
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – corte



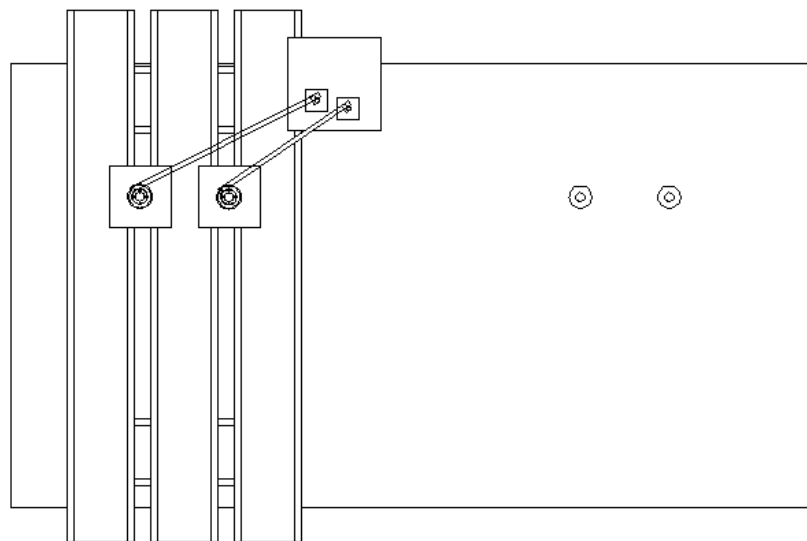
Evolução da carga com o tempo



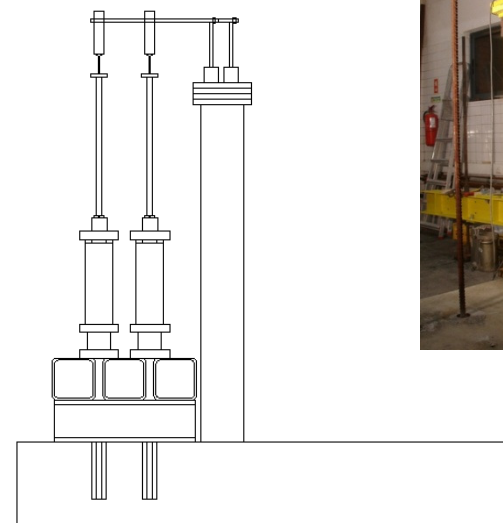
Força -Deslocamento

ANEXOS

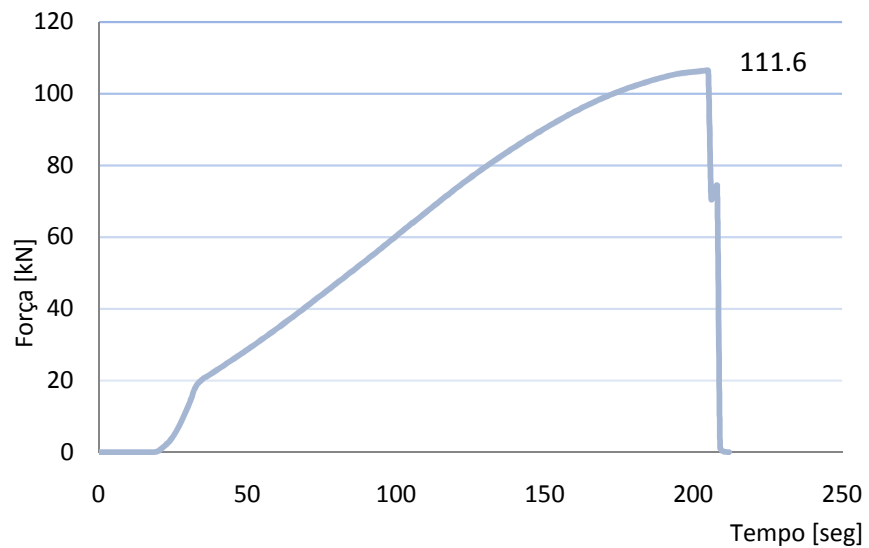
Modelo D7.3



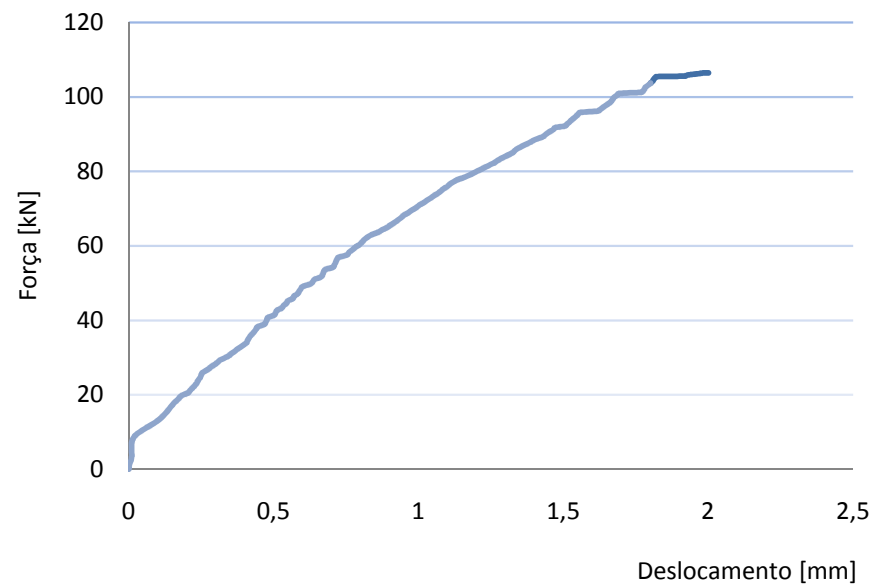
Esquema do ensaio – planta



Esquema do ensaio – corte



Evolução da carga com o tempo



Força -Deslocamento

ANEXOS

Anexo 2 – Resultados dos ensaios dos cubos de betão

ANEXOS

Resultados dos ensaios dos cubos de betão

Cubos	Data de Betonagem	Peso [kg]	Rotura [kN]	Data de Ensaio	Resistência [MPa]	Anulado	Modelos	f _{cubo,m} [MPa]
0.1	03-03-2009	7,69	978,0	23-09-2009	43,5		D1.2 D2.2 D4.2	48,2
0.2		7,64	959,0		42,6			
0.3		7,58	1358,0		60,4			
0.4		7,62	1340,0		59,6			
0.5		7,70	1096,0		48,7			
0.6		7,54	771,0		34,3	X (superfície danificada)		
1.1	04-03-2009	7,60	920,0	02-07-2009	40,9		D1.1 D2.1 D4.1	43,1
1.2		7,44	781,0		34,7			
1.3		7,69	740,0		32,9			
1.4		7,47	720,0		32,0			
1.5		7,69	1296,0		57,6			
1.6		7,81	1363,0		60,6			
2.1	05-03-2009	7,47	1078,0	06-04-2010	47,9		Anulado	44,8
2.2		7,55	897,0		39,9			
2.3		7,54	1049,0		46,6			
2.4		7,64	808,0	17-10-2009	35,9		D6.2 D6.3	33,8
2.5		7,42	731,0		32,5			
2.6		7,36	743,0		33,0			
3.1	06-03-2009	7,56	-	-	-	X	D1.3 D7.1 D7.3	44,0
3.2		7,62	978,0	21-01-2010	43,5			
3.3		7,46	-	-	-	X		
3.4		7,65	897,0	21-01-2010	39,9	X (superfície danificada)		
3.5		7,44	990,0	21-01-2010	44,0			
3.6		7,51	1002,0	21-01-2010	44,5			
4.1	09-03-2009	7,73	725,0	17-10-2009	32,2		D2.3 D4.3	36,4
4.3		7,50	832,0		37,0			
4.4		7,41	902,0		40,1			
4.2		-	924,0	12-02-2010	41,1		D6.1 D7.3	45,5
4.5		-	1074,0		47,7			
4.6		-	1073,0		47,7			

Anexo 3 – Resultados dos ensaios dos provetes de “grout”

ANEXOS

Resultados dos ensaios dos provetes de "grout"

Resistência à tracção								
Provetes	Data de selagem	Medidas [mm]	Peso [kg]	Rotura [kN]	Data de Ensaio	Resistência [MPa]	Anulado	f _{tm} [MPa]
1.1	21-04-2009	39,1x40x160	0,58	2920,2	02-07-2009	6,84		6,85
1.2		39,5x40x160	0,56	2925,0		6,86		
1.3		40,8x40x160	0,55	2578,0		6,04	X (índice de vazios elevado)	
2.1	21-04-2009	39,7x40x160	0,56	2718,3	02-07-2009	6,37	X (índice de vazios elevado)	7,60
2.2		40,3x40x160	0,57	3061,4		7,18		
2.3		40,9x40x160	0,58	3425,1		8,03		

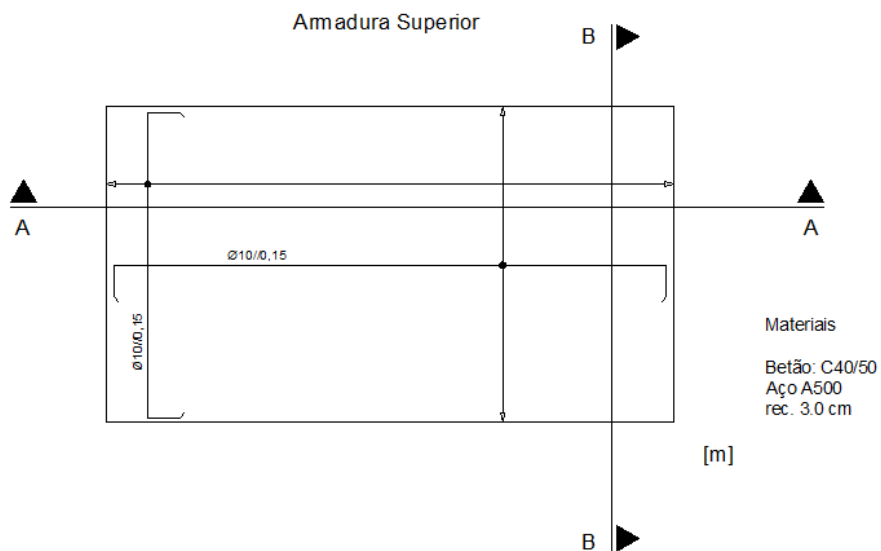
Resistência à compressão								
Provetes	Data de selagem	Medidas [mm]	Peso [kg]	Rotura [kN]	Data de Ensaio	Resistência [MPa]		f _{cm} [MPa]
1.1	21-04-2009	39,1x40x160	0,58	99,0	02-07-2009	61,88		62,50
1.2		39,5x40x160	0,56	101,0		63,13		
1.3		40,8x40x160	0,55	101,0		63,13	X (índice de vazios elevado)	
2.1	21-04-2009	39,7x40x160	0,56	106,5	02-07-2009	66,56	X (índice de vazios elevado)	67,66
2.2		40,3x40x160	0,57	108,5		67,81		
2.3		40,9x40x160	0,58	108,0		67,50		

ANEXOS

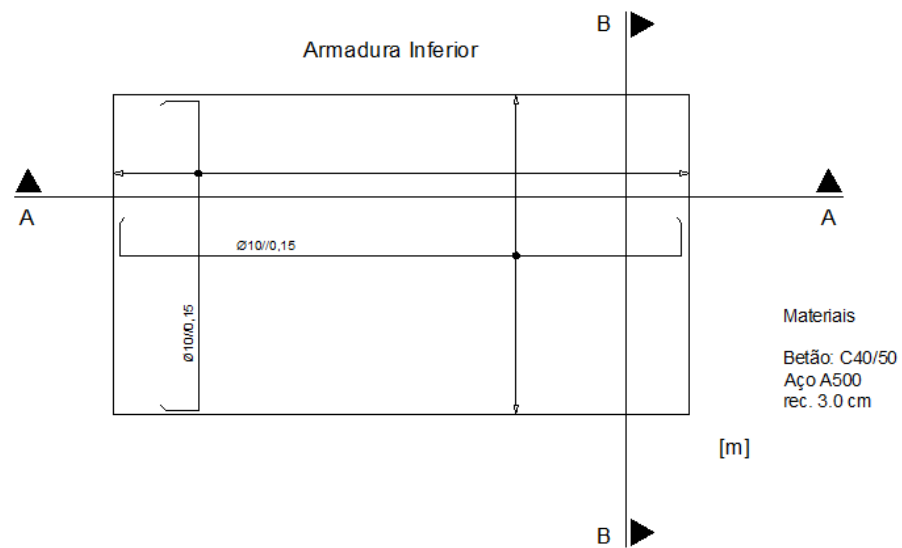
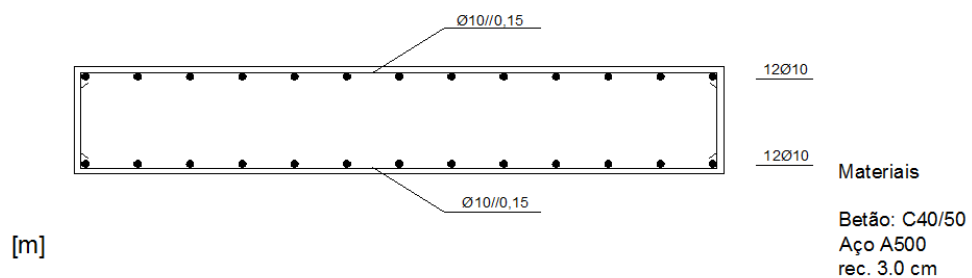
Anexo 4 – Pormenorização dos blocos de Betão

ANEXOS

Pormenorização dos blocos de Betão



Corte A-A



Corte B-B

