

Ligação pilar – fundação com armaduras salientes do pilar, em estruturas pré-fabricadas – Ensaios monotónicos e ensaios cíclicos



Romeu Reguengo¹



Válder Lúcio²



Carlos Chastre³

RESUMO

A ligação pilar-fundação tem um papel fundamental no comportamento das estruturas pré-fabricadas, em particular, na presença de acções horizontais, como a acção dos sismos e do vento. Um dos sistemas de ligação pilar-fundação usados em estruturas pré-fabricadas consiste em deixar na extremidade inferior dos pilares armaduras salientes que são introduzidas em negativos executados nas fundações, sejam elas sapatas ou maciços de encabeçamento de estacas. Estes negativos são posteriormente injectados com “grout” para garantir a ligação. Foram estudados diferentes soluções de negativos para ligação das armaduras do pilar na fundação. Foram realizados ensaios monotónicos e cíclicos, para analisar não só o comportamento às acções estáticas mas também para a acção sísmica. No presente trabalho apresentam-se os resultados obtidos com a análise experimental efectuada. O estudo realizado permite apresentar recomendações para projecto e quais os tipos de ligações com melhor desempenho.

PALAVRA-CHAVE

Pré-Fabricação, Ligação, Pilar-Fundação, Ensaios Cíclicos.

¹ Concremat – Pré-Fabricação de Obras Gerais S.A., Pinhal Novo, Portugal. romeu.reguengo@gmail.com

² Universidade Nova de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Monte da Caparica, Portugal. vlucio@fct.unl.pt

³ Universidade Nova de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, Monte da Caparica, Portugal. chastre@fct.unl.pt

1. INTRODUÇÃO

É frequente em estruturas pré-fabricadas em betão armado, efectuar a ligação pilar-fundação da forma representada na Fig. 1. Esta ligação consiste em deixar armaduras salientes no pilar, as quais são introduzidas em negativos executados nas fundações. Estes negativos são previamente preenchidos com “grout” antes de introduzir a armadura proveniente do pilar garantindo, assim, a amarração dos varões no maciço de fundação. Os métodos de dimensionamento da fundação em si, foram tratados nos trabalhos [1] e [2].

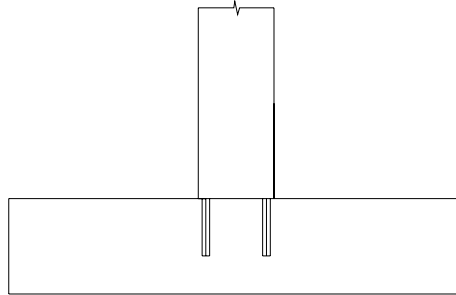


Figura 1: Ligação pilar-fundação com armadura saliente do pilar [11]

O presente trabalho tem como objectivo o estudo deste tipo de ligação pilar-fundação. Foram efectuados ensaios monotónicos em ligações com negativos realizados por meio de bainhas metálicas, previamente betonadas no maciço de fundação e por meio de furos realizados após a betonagem da fundação por carotagem. Foram também realizados ensaios cíclicos em ligações em que os negativos foram realizados por carotagem. Para referência, foi efectuado o ensaio monotónico de uma ancoragem constituída por um varão embebido 20 cm no betão aquando da betonagem dos maciços.

2. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO

O dimensionamento das armaduras seladas com “grout” é similar ao dimensionamento de ligações betonadas in situ, contudo, é necessário rigor no modo de executar esta ligação para que seja eficiente. Tendo em conta que uma ligação com varões selados com “grout” é pouco deformável, o seu dimensionamento depende, essencialmente, da resistência aos estados limites últimos [3]. A quantificação da resistência da ancoragem dos varões na ligação pilar-fundação pode ser efectuada através dos modelos de cálculo da resistência da ancoragem de varões, ou ferrolhos, pós-instalados no betão e selados com “grout”. Neste âmbito são conhecidos diversos trabalhos de Elgehausen [4, 5], de Miltenberger [6], de Cook et all, [7] e Khunz et all [8] (estes dois últimos com selagem com resinas), entre outros. A rotura da ligação executada através de um varão embebido num negativo deixado no betão e selado com “grout”, pode ocorrer pelas seguintes razões (Fig. 2):

- | | | |
|--|--|-----|
| 1. cedência do aço do varão ----- | $F_{Rd,1} = A_s f_{yd}$ | (1) |
| 2. rotura da ligação entre o aço e o “grout” ----- | $F_{Rd,2} = \pi \varnothing h_{ef} f_{bd,grout}$ | (2) |
| 3. rotura da ligação entre o “grout” e o betão ----- | $F_{Rd,3} = \pi \square d h_{ef} f_{bd}$ | (3) |
| 4. rotura com forma cónica pelo betão ----- | $F_{Rd,4} = 12.5 (f_{cd})^{0.5} (h_{ef})^{1.5}$ | (4) |

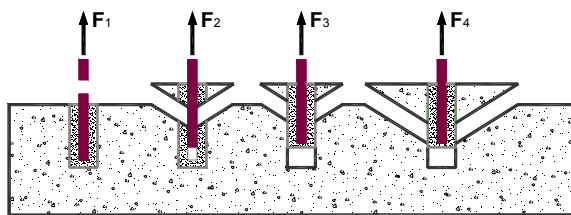


Figura 2: Modos de rotura da ligação executada com varão embebido num negativo selado com “grout” [6].

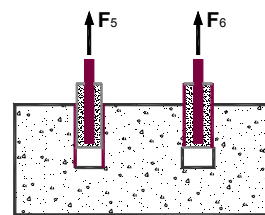


Figura 3: Modos de rotura com bainha metálica.

As Eqs (1) a (4) quantificam o valor de cálculo da resistência à tracção da ligação (F_{Rd}), e nelas A_s representa a área da secção transversal do varão e \varnothing o seu diâmetro, f_{yd} corresponde ao valor de cálculo da tensão de cedência do aço do varão, h_{ef} é o comprimento de embebimento do varão, d é o diâmetro interior do negativo, $f_{bd,grout}$ e f_{bd} representam o valor de cálculo da resistência por aderência do “grout” e do betão, respectivamente, e f_{cd} o valor de cálculo da resistência à compressão do betão. No caso de ligações em que é usada uma bainha para realizar o negativo onde vai ser embebido o varão, e por analogia com os modelos de rotura anteriores, para além dos modos de rotura 1, 2, 3 e 4 (ver Fig. 2), é ainda possível obter os modos de rotura representados na Fig. 3:

5. rotura da ligação entre a bainha e o “grout” ----- $F_{Rd,2} = \pi d_{int} h_{ef} f_{bd,grout}$ (5)

6. rotura da ligação entre a bainha e o betão ----- $F_{Rd,2} = \pi d_{ext} h_{ef} f_{bd}$ (6)
onde d_{int} e d_{ext} representam, respectivamente, os diâmetros interior e exterior da bainha.

A Eq (4) é válida apenas nos casos em que $h_{ef} < 280$ mm. Para $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635$ mm deve ser usada a Eq (7).

$$F_{Rd,4} = 4.75 (f_{cd})^{0.5} (h_{ef})^{1.67} \quad (7)$$

Nas Eqs (4) e (7) h_{ef} e f_{cd} têm unidades de mm e N/mm², respectivamente. A Equação recomendada para o modo de rotura 4 refere-se a uma ligação isolada no interior de um maciço de betão com espessura considerável. Nos casos de agrupamento de ligações ou de ligações próximas dos limites do maciço de fundação, deverão ser considerados coeficientes redutores da força resistente. Estes coeficientes estão disponíveis na literatura e não são relevantes para o presente estudo. Os valores obtidos com as Eqs (1) a (7) deverão ser reduzidos a metade [5, 6] nas situações em que o betão se encontra fendilhado, e não se aplicam no caso de acções cíclicas [4, 6].

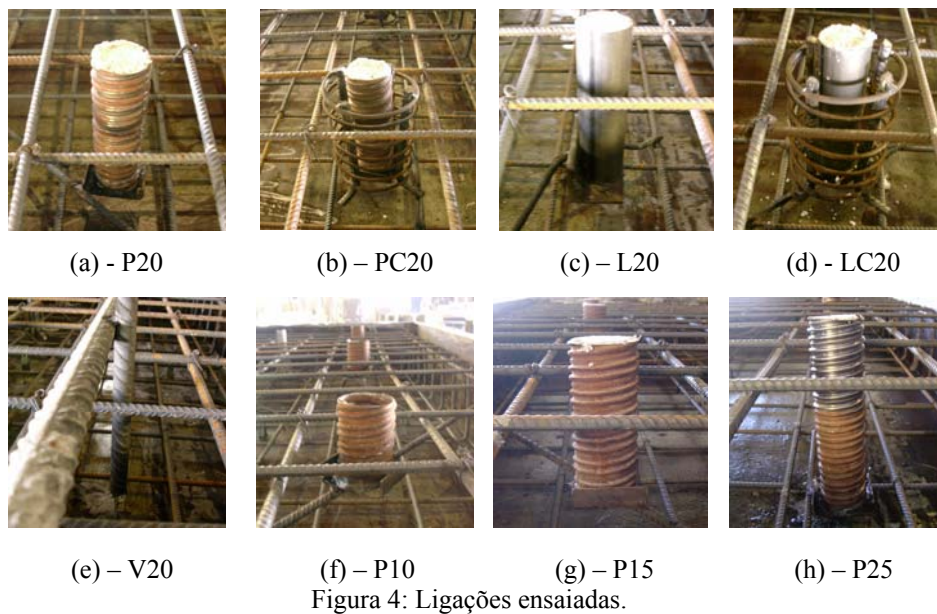
2. LIGAÇÕES ENSAIADAS

Foram executados quatro maciços de betão, com $2.00 \times 1.20 \times 0.30 \text{ m}^3$ e armados nas duas faces com uma malha quadrada de varões nervurados de 10 mm de diâmetro espaçados de 15 cm. Foram efectuados séries de três ensaios para cada tipo de ligação. A primeira letra da designação atribuída refere-se a bainha de pré-esforço (P), bainha em tubo de aço (L), furo de carotadeira (C) ou a varão simplesmente embebido (V). A letra C a seguir à letra P ou L, refere-se à existência de cintagem da bainha através de uma armadura helicoidal de diâmetro 6 mm espaçada de 4 cm. A letra M a seguir à primeira letra C (carotadeira), corresponde a ensaios monotónicos, e a letra C corresponde a ensaios cíclicos. Os números que se seguem indicam o comprimento de embebimento em centímetros.

Assim, foram estudados os seguintes tipos de negativos:

- bainhas em tubo de aço de 52 mm de diâmetro com 20 cm de comprimento de embebimento na fundação (L20), Fig. 4.c;
- idem, cintadas através de uma armadura helicoidal de diâmetro 6 mm espaçada de 4 cm (LC20), Fig. 4.d;
- bainhas de pré-esforço de 52 mm de diâmetro com 10, 15, 20 e 25 cm de comprimento de embebimento (P10, P15, P20 e P25), Figs 4.f, 4.g, 4.a e 4.h, respectivamente;
- bainhas de pré-esforço de 52 mm de diâmetro com 20 cm de comprimento de embebimento e cintadas através de uma armadura helicoidal de diâmetro 6 mm espaçada de 4 cm (PC20), Fig. 4.b;
- furo realizado com carotadeira com 52 cm de diâmetro e 20 cm de profundidade (CM20, CC20).

Os negativos realizados por carotagem com coroa de 52 mm de diâmetro, foram localizados em zonas de betão não fendilhado e entre os varões da malha de armadura, tendo estes sido localizados através do “FerroScan” da HILT. Seguidamente procedeu-se à instalação dos varões e respectiva selagem com “grout”.



3. SISTEMA DE ENSAIO DAS LIGAÇÕES

Os ensaios das ligações foram realizados no laboratório de estruturas do DEC da Universidade Nova de Lisboa. O sistema de ensaio de arrancamento dos varões de aço foi constituído por uma estrutura metálica formada por dois perfis de secção quadrada e uma viga composta por dois perfis UPN. Sobre esta estrutura assentava um cilindro hidráulico Enerpac RRH 307, accionado pela bomba hidráulica Enerpac GPEW2020, e uma célula de carga TML–TCLP-20KN. O sistema de transmissão da força ao varão é conseguido com uma cabeça de ancoragem de pré-tensão e respectivas cunhas. A instrumentação utilizada incluía também um transdutor de deslocamentos CDP100. O sistema de ensaio utilizado encontra-se ilustrado na Fig. 5.

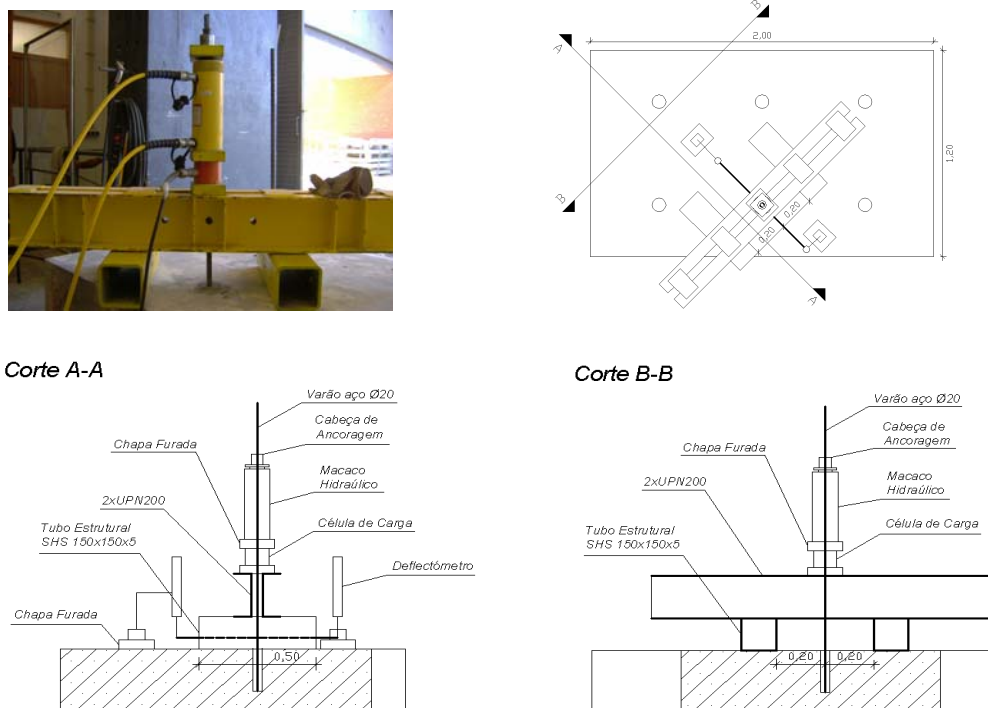


Figura 5: Sistema de ensaio

4. MATERIAIS

No quadro 1 apresentam-se os resultados médios da resistência à compressão (f_{cm}) e os valores médios da resistência à tracção (f_{ctm}), determinados segundo a NP EN 206-1 [10] e EN 1992.1.1 [9].

Quadro 1: Caracterização dos betões.			
Tipo de Ligação	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)
P20 e PC20	32	34,9	3,0
L20 e LC20	37	26,2	2,4
V20 e P10	45	33,0	2,8
P15 e P25	31	31,8	2,8
CM20	240	34,0	2,9
CC20	565	28,4	2,5

Foram usados varões de 20 mm de diâmetro em aço A500NR e apresentam uma tensão de cedência média de 543,8 MPa, que equivale à força de cedência 170,83 kN. A força de rotura é de 204,80 kN. Relativamente ao “grout” utilizado, prepararam-se, na altura da selagem das ligações 3 provetes com 160x40x40 mm³ para determinação da sua resistência à tracção por flexão e à compressão. Os ensaios foram realizados à data dos ensaios das ligações. No Quadro 2 apresentam-se os valores médios da tensão de rotura à compressão (f_{cm}), a tensão de rotura à tracção por flexão ($f_{ctm,fl}$), bem como o valor médio da resistência à tracção simples (f_{ctm}), determinado de acordo com o EC2 [9].

Quadro 2: Valores dos ensaios de tracção por flexão dos provetes de “grout”.

Proвете	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	$f_{ctm,fl}$ (MPa)	f_{ctm} (MPa)
Grout	310	66,2	8,9	5,7

5. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

5.1. Ensaio monotónico

Dado o comportamento não linear das ligações estudadas optou-se por determinar um Modelo Elasto-Plástico Equivalente [11], o qual permite comparar entre si o desempenho das diversas ligações ensaiadas com cargas monotónicas. O Modelo Elasto-plástico Equivalente tem um primeiro troço elástico-linear com rigidez k , e valor máximo em (δ_1, F_{ced}) , e um segundo troço horizontal com deslocamentos a variar entre δ_1 e δ_2 (Fig. 6).

A ligação V20 corresponde aos varões de 20 mm de diâmetro com um comprimento de embebedimento de 20 cm betonados conjuntamente com o maciço. Trata-se da ligação de referência com a qual se irão comparar as restantes. Na Fig. 7 apresenta-se o diagrama força-deslocamento bem como a curva média do Modelo Elasto-plástico. A rotura é tipicamente do tipo 2, isto é, pela ligação entre o betão e o varão, como se pode observar na Fig. 7.

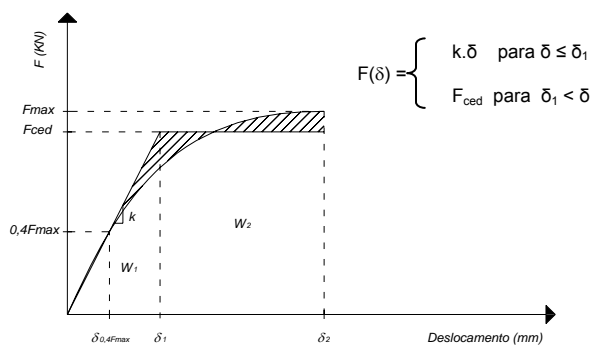


Figura 6: Modelo Elasto-plástico Equivalente [11].

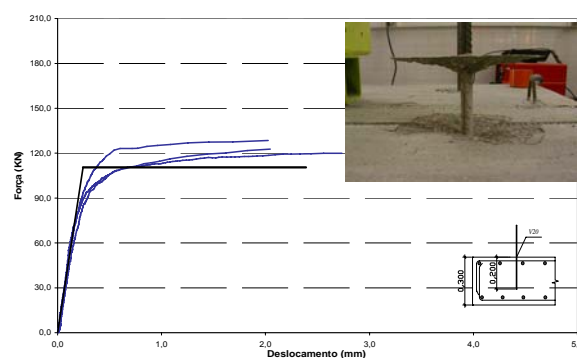


Figura 7: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação V20.

Apesar de serem diferentes, as ligações L20 e LC20 são analisadas em conjunto porque ambas têm o mesmo tipo de rotura. A diferença entre elas é a cintagem da ligação LC20, a qual não teve influência significativa na rotura, pois esta ocorre pela ligação entre a bainha de aço e o “grout” (rotura tipo 5), (Fig. 9).

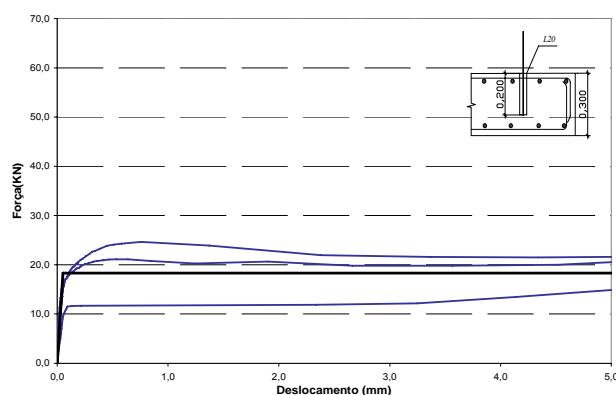


Figura 8: Diagrama força-deslocamento da ligação L20.

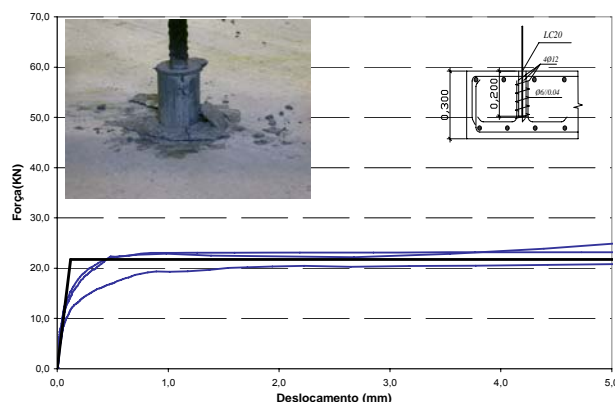


Figura 9: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação LC20.

Na Figura 10 apresenta-se o diagrama força – deslocamento obtido no ensaio da ligação P10. Verificou-se a delaminação do recobrimento na zona circundante à ligação, como se pode observar na Fig. 10. Trata-se de uma rotura do tipo 4.

Na Figura 11 apresenta-se o diagrama força - deslocamento da ligação P15. Após a rotura, a ligação ficou com o aspecto que se observa na Fig.11. Trata-se, portanto, de uma rotura do tipo 3.

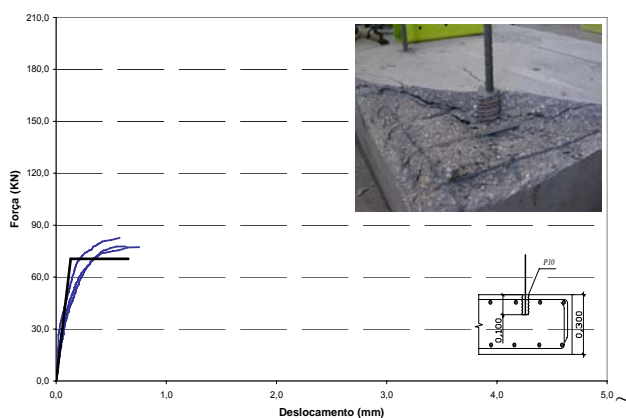


Figura 10: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação P10.

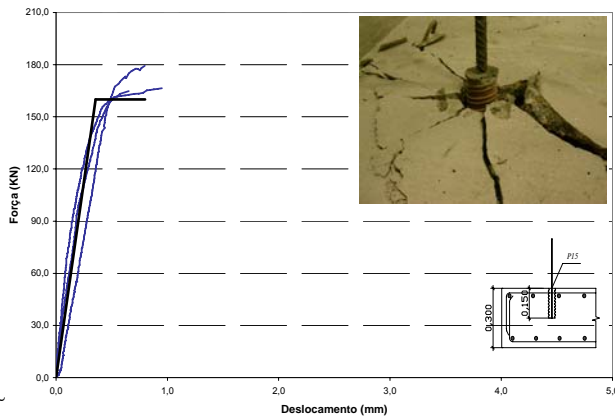


Figura 11: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação P15.

A rotura na ligação P20 ocorreu para valores próximos da tensão de cedência do aço. Na Figura 12 apresenta-se o diagrama força - deslocamento da ligação. A rotura é um mecanismo complexo, tendo-se começado por formar fissuras radiais na superfície do betão que deram origem a um cone de rotura. Nos primeiros dois terços do comprimento de embebiamento a rotura ocorre na ligação entre a bainha e o betão circundante, enquanto no último terço ocorre entre o aço e o “grout”. Também neste caso, e após o início da cedência do aço (caso 1), se deu a rotura pelo betão (caso 3).

Na ligação P25 o comprimento de embebiamento é de 25 cm o que implicou um acréscimo de resistência na ligação, tendo a rotura ocorrido pela armadura. Na Fig. 13 apresenta-se o diagrama força-deslocamento da ligação P25. Trata-se de uma rotura por cedência das armaduras.

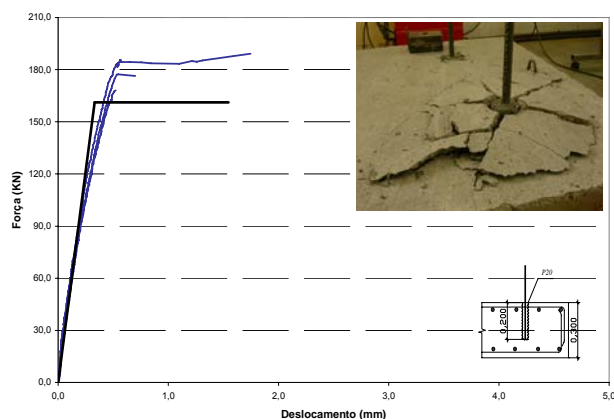


Figura 12: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação P20

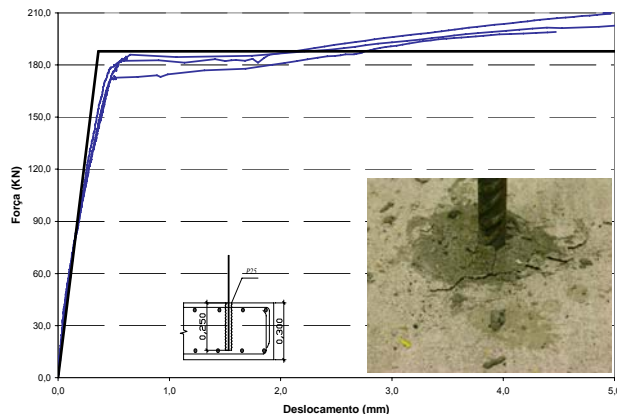


Figura 13: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação P25.

A diferença entre a ligação PC20 e a ligação e a ligação P20 é a adição de cintagem. Como resultado da cintagem a ligação PC20 teve um acréscimo de resistência da ligação e a rotura deu-se claramente por cedência da armadura. Na Fig. 14 apresenta-se o diagrama força-deslocamento da ligação. A ligação após o ensaio apenas apresenta uma pequena delaminação da camada superficial de betão e algumas fissuras radiais, como se pode observar na Fig. 14.

A ligação CM20 corresponde à situação em que se realizou um furo de 52 mm de diâmetro com 20 cm de comprimento, com posterior selagem da armadura com “grout”. Na Fig. 15 apresenta-se o diagrama força-deslocamento da ligação. A rotura, deu-se entre o “grout” e o varão de aço, isto é, uma rotura tipo 2.

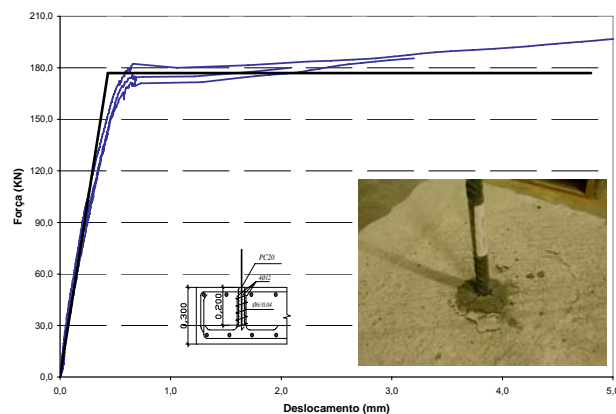


Figura 14: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação PC20.

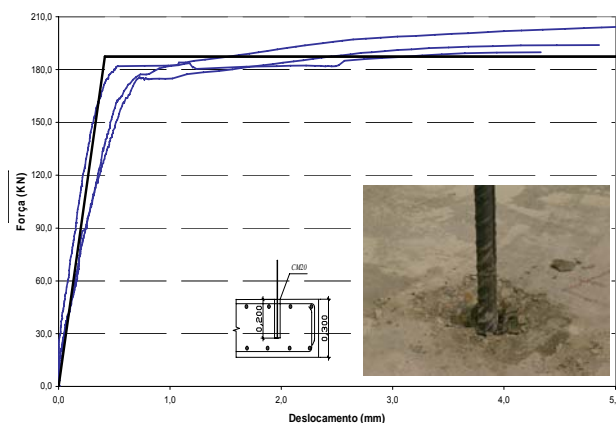


Figura 15: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação CM20.

5.2. Ensaio cíclicos

Os ensaios cíclicos foram realizados na ligação CC20, a qual é composta por um furo de 52 mm de diâmetro com 20 cm de profundidade, com posterior selagem da armadura com “grout”. Também neste caso foram realizados 3 ensaios com a mesma ligação.

O ensaio foi realizado com controlo de deslocamentos. Após um carregamento inicial em que se impôs o deslocamento de cedência da ligação (δ_y), foram aplicados ciclos de descarga e carga em que a força mínima foi limitada a 10% da força de cedência e o deslocamento imposto foi incrementado sucessivamente de $0,2\delta_y$. Nas Figs 16, 17 e 18 apresenta-se o diagrama força-deslocamento de cada

ligação ensaiada, tendo-se sobreposto o diagrama do ensaio monotónico correspondente ao mesmo tipo de ligação (CM20). A rotura deu-se ou pela armadura, tendo-se atingido nalguns casos a força de rotura desta, ou entre o “grout” e o varão de aço, isto é, uma rotura tipo 2.

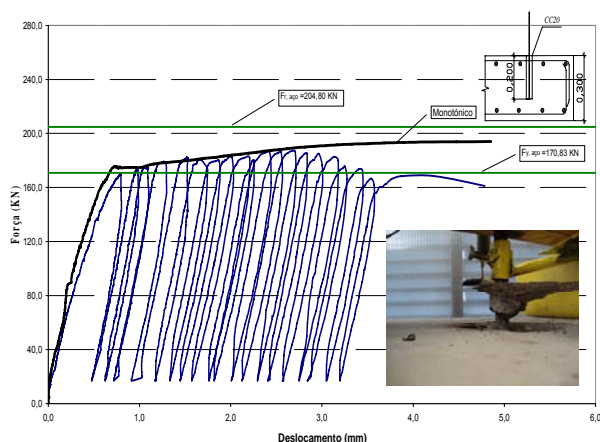


Figura 16: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação CC20 (1)

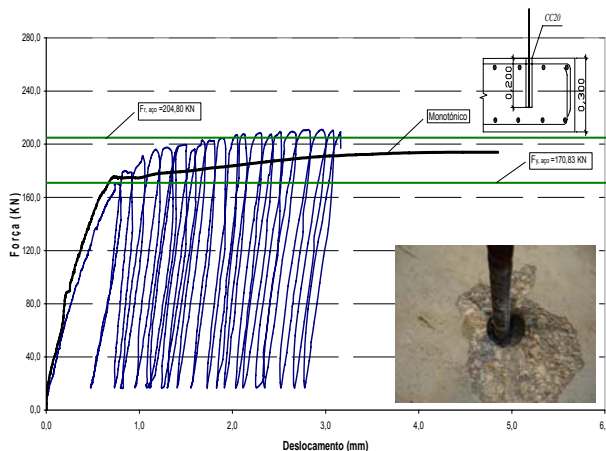


Figura 17: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação CC20 (2)

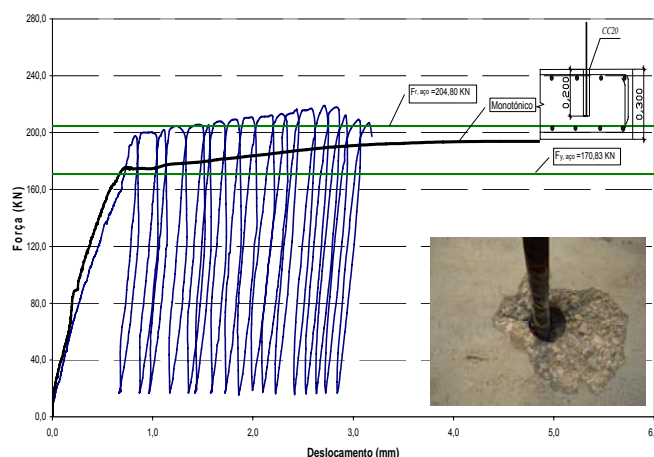


Figura 18: Diagrama força-deslocamento e rotura da ligação CC20 (3).

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

No quadro 3 sintetizam-se os resultados dos ensaios monotónicos. Apresentam-se os valores da força máxima ($F_{m\acute{a}x}$), o deslocamento correspondente à força máxima (δ_2), a força de cedência do Modelo Elasto-plástico Equivalente (F_{ced}), e o deslocamento correspondente à força de cedência equivalente (δ_1), estes dois últimos apenas para os ensaios monotónicos. Os valores apresentados correspondem à média dos resultados de 3 ensaios para cada tipo de ligação.

Na Fig. 19 apresentam-se os Modelos Elasto-Plástico Equivalentes resultado dos ensaios monotónicos às ligações. Os gráficos correspondem aos valores médios de conjuntos de três ligações do mesmo tipo. Constata-se que as ligações com bainha em tubo de aço liso (L20 e LC20) apresentam um mau desempenho, o mesmo acontecendo com a ligação P10, realizada com bainha de pré-esforço com 10 cm de embebimento. Pelo contrário, os melhores desempenhos de todas as ligações estudadas, em termos de resistência, foram obtidos com as ligações com bainha de pré-esforço com 20 cm ou mais de embebimento (P20, P25, e PC20) e com a ligação CM20, realizada através de um furo executado com carotadeira. Nestes casos, a varão de aço atingiu a cedência, razão pela qual a ligação apresentou uma maior ductilidade. Constata-se também que a ductilidade das ligações em que não houve cedência das armaduras é muito reduzida.

Quadro 3: Resultados dos ensaios experimentais (valores médios)

Modelo de Ensaio	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{2,Fm\acute{a}x}$ (mm)	F_{ced} (KN)	$\delta_{1,Feed}$ (mm)
V20	124,05	2,39	110,46	0,24
L20	19,24	5,27	18,31	0,05
LC20	23,05	5,31	21,74	0,12
P10	79,27	0,65	70,50	0,13
P15	170,21	0,80	160,04	0,36
P20	182,99 ⁽¹⁾	1,54	161,20	0,33
P25	206,89 ⁽¹⁾	5,60	187,92	0,36
PC20	191,87 ⁽¹⁾	4,80	176,91	0,43
CM20	196,76 ⁽¹⁾	5,20	187,38	0,42
CC20	216,50 ⁽¹⁾	2,51	-	-

(1) Ensaios em que a força máxima da ligação é superior à força de cedência do varão de aço.

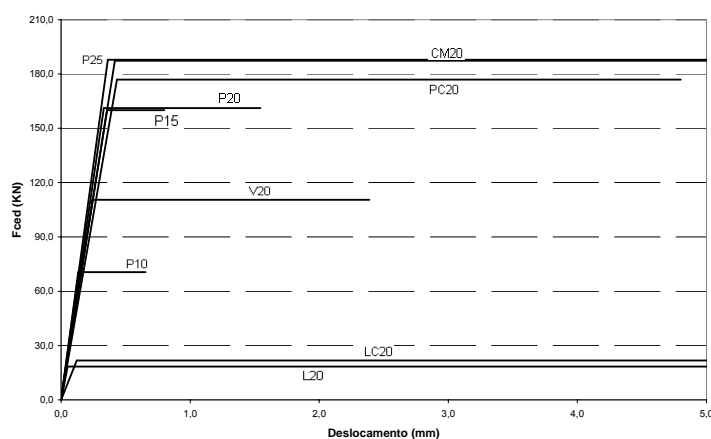


Figura 19: Diagramas dos Modelos Elasto-plástico Equivalentes das ligações.

No Quadro 4 comparam-se os resultados experimentais com as estimativas da resistência obtidas com as Eqs (1) a (6). Neste Quadro, para determinação de f_{bm} e $f_{bm,grout}$ foi usada a EN1992.1.1 [9], a qual considera a influência da fendilhação no valor da tensão de aderência aço-betão. Note-se que a tensão de aderência dada pela norma aplica-se exclusivamente a aços nervurados. Usou-se a liberdade de utilizar a mesma tensão de aderência, calibrada para varões com uma geometria de nervuras predefinida, nas bainhas de pré-esforço (ligações P).

Nas ligações P25, PC20 e CM20, o comportamento na rotura foi claramente condicionado pela cedência do aço.

A resistência da ligação V20 excedeu o valor da norma para a resistência da aderência entre o aço e o betão, eventualmente por não existirem fendas a atravessar a ligação. De acordo com Eligehausen et al [4] a fendilhação reduz em 40% a 50% a resistência da ligação.

Dado o reduzido comprimento de embebimento da ligação P10, a rotura foi claramente pelo betão com a formação da superfície de rotura cónica característica. Esta rotura é bastante frágil e o valor da sua resistência é estimado de forma razoável pela Eq (4). No caso da ligação P15, o resultado experimental ultrapassa bastante o valor da Eq (6). Supõe-se que a rotura tenha sido mista. Na ligação P20, o resultado experimental é estimado de forma razoável pela Eq. (6).

A resistência da ligação PC20 excedeu a da ligação P20 devido à cintagem do betão em redor da ligação. Como já se referiu, a rotura deu-se por cedência do aço.

Para as ligações L20 e LC20, a rotura deu-se por deslizamento na interface bainha-betão. A tensão de contacto nesta interface, na rotura, é cerca de 0.6 MPa, que corresponde a um valor muito baixo.

Quadro 4: Comparação dos resultados experimentais com as estimativas da resistência obtidas com as expressões (1) a (6).

Modelo de Ligação	Modos de rotura									
	Pelo aço (1)		Grout-varão (2) ou betão-varão (3)		Com forma cónica pelo betão (4)		Bainha-betão (6)			
	F_{ced}	$F_{R,1}$	$f_{bm,grout}$ ou f_{bm}	$F_{R,2}$ ou $F_{R,3}$	$\frac{E_{ced}}{F_{R,3}}$	$F_{R,4}$	$\frac{E_{ced}}{F_{R,4}}$	f_{bm}	F_R	$\frac{E_{ced}}{F_{R,6}}$
	(kN)	(kN)	(MPa)	(kN)		(kN)		(MPa)	(kN)	
V20	110,5	170,8	6,4	<u>80,1</u>	(3) 1,38	203,1				
L20	18,3	170,8	12,8	160,9	(2)	181,0				
LC20	21,7	170,8	12,8	160,9	(2)	181,0				
P10	70,5	170,8	12,8	80,5	(2)	<u>71,8</u>	0,98	5,1	83,3	
P15	160,0	170,8	12,8	120,7	(2)	<u>129,5</u>	1,24	5,0	<u>121,4</u>	1,32
P20	161,2	170,8	12,8	<u>160,9</u>	(2) 1,00	208,9		5,3	<u>173,7</u>	0,93
P25	187,9	<u>170,8</u>	12,8	201,2	(2)	278,6		5,0	202,4	
PC20	176,9	<u>170,8</u>	12,8	<u>160,9</u>	(2) 1,10	208,9		5,3	<u>173,7</u>	1,02
CM20	187,4	<u>170,8</u>	12,8	<u>160,9</u>	(2) 1,16	206,2				

É de realçar o facto de a ligação CM20 conduzir a uma resistência bastante superior à da ligação de referência V20, apesar desta última ser uma ligação directa aço-betão. Para este facto contribui a superior resistência do “grout”. A resistência observada excedeu a resistência estimada para a rotura por aderência entre o varão e o “grout”. No caso da ligação ensaiada com cargas cíclicas (CC20) pode-se observar que, tal como na CM20, a resistência também é superior à da ligação de referência V20, contudo a rotura ocorre para deslocamentos menores que na CM20 o que na nossa opinião, se deve à degradação dos elementos envolvidos no mecanismo de aderência. Este fenómeno pode ser encarado como uma diminuição de ductilidade da ligação CC20 em comparação com a ligação CM20.

7. CONCLUSÕES

No presente trabalho foram estudadas oito soluções diferentes de ligações para realizar a ancoragem das armaduras do pilar à fundação, tendo sido realizados ensaios monotónicos e, num caso, ensaios cíclicos.

Deste estudo, constata-se que é desaconselhável a utilização de bainhas lisas embebidas em betão, semelhantes à das ligações L20 e LC20.

Verificou-se que a melhor solução de ligação foi aquela em que se utilizaram bainhas de pré-esforço e que a sua resistência é melhorada quando a ligação é cintada.

Neste estudo constatou-se que a utilização de varões de aço selados à posteriori através de um furo, executado com carotadeira, apresentam também um bom desempenho. O varão embebido directamente no betão apresentou piores resultados, o que mostra que o “grout” usado na selagem garante uma melhor aderência que o betão original.

Após este estudo constata-se que apenas as ligações em que a rotura se deu pelo aço apresentam ductilidade significativa na rotura.

Verificou-se através dos resultados dos ensaios cíclicos (CC20) que existe uma degradação da aderência entre o aço e “grout”, diminuindo ligeiramente a ductilidade da ligação.

As Eqs 3 a 7, usadas para quantificar a resistência das ligações à tracção simples, poderão apenas dar valores indicativos para o caso de ligações com bainhas metálicas, pois foram calibradas com a tensão de aderência entre o betão e varões nervurados (f_{bd}) segundo o EC2 [9]. Para estes casos será necessário efectuar mais ensaios para analisar os diferentes parâmetros envolvidos e obter expressões apropriadas.

Existem parâmetros cuja importância na resistência deste tipo de ligações, em nosso entender, não está completamente estudada, designadamente: a existência de armaduras horizontais na face superior da fundação e a espessura do seu recobrimento (o qual tem um valor significativo no caso das fundações); a influência do estado de tensão do varão na resistência da ligação; o diâmetro do furo e da bainha; e o efeito positivo da cintagem da ligação.

No entendimento dos autores, é importante determinar a resistência dos diferentes modos de rotura da ligação para a dimensionar, forçando a que a rotura seja condicionada pelo comportamento do aço em cedência. Isto é, a resistência da ligação (Eqs (2) a (7)) deve ser sempre superior à resistência da armadura (Eq (1)), garantindo assim um comportamento dúctil da ligação pilar-fundação.

AGRADECIMENTOS

À Secil Prébetão pelo fornecimento dos maciços de betão e das armaduras utilizados nos ensaios, à Hilti Portugal, pelo fornecimento de coroas diamantadas para execução de furos nos maciços de betão e à Sika pelo fornecimento do “grout”.

REFERÊNCIAS

- [1] Silva, A.M.S.; “Ligações entre elementos pré-fabricados de betão”; *Dissertação de Mestrado*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1998.
- [2] Lúcio, V. J. G.; Silva, A. M. S.; “Design and detailing of footings for precast concrete structures”; *The second International Symposium on Prefabrication*, Helsínquia, 2000.
- [3] “Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings”; New Zealand Concrete Society and New Zealand National Society for Earthquakes Engineering, 1992.
- [4] Eligehausen, R.; Simons, I.; Kretschmar, M.; “Behaviour of Post-installed Rebars under Reversed Cyclic Loading”; fib, *Proceedings of the 2nd International Congress*, Naples, 2006.
- [5] Design of Fastenings in Concrete; CEB Bulletin D’Information n° 226, Thomas Telford, Londres, 1995.
- [6] Matthew Miltenberger, P.E.; “Capacity design of grouted anchors”; *16th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*; Washington, DC, USA, 2001.
- [7] Cook, A., MacVay, M., Krishnamurthy, K.; “Pullout Simulation Postinstalled Chemically Bonded Anchors”; *Journal of Structural Engineering*, September 1996.
- [8] Kunz, J., Muenger F.; “Splitting and Bond Failure of Post-Installed Rebar Splices and Anchorings”; *Bond in Concrete*. fib, Budapest, 2002.
- [9] Eurocode – 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules for buildings. CEN EN 1992-1-1, Abril de 2004
- [10] NP EN 206-1 Betão: Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade, Norma Portuguesa, IPQ, Junho 2007
- [11] Reguengo, R. G.; Lúcio, V. J. G.; Chastre, C. M.; “Ligação pilar – fundação com armaduras salientes do pilar, em estruturas pré - fabricadas”; *2º Congresso Nacional da Prefabricação em Betão*, Lisboa, 2008.