

Análise do Comportamento dos Apoios em Ressalto numa Viga em Betão Armado Prefabricada



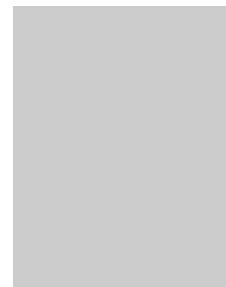
André Monteiro¹



Manuel Pipa²



Bettencourt Ribeiro³



Moreno Ferreira⁴

RESUMO

O dimensionamento das zonas de descontinuidade (zonas D) em estruturas de betão armado requer uma análise distinta da normalmente utilizada no dimensionamento das zonas onde é válida a hipótese de Bernoulli (zonas B). Os modelos de escoras e tirantes são uma ferramenta bastante útil e prática para a análise e dimensionamento das zonas D. Porém, a sua utilização exige um conhecimento adequado da estrutura, dos princípios do método e de determinadas regras empíricas utilizadas na modelação. Este conhecimento deve permitir ao projectista simplificar os modelos a adoptar de modo a realizar uma análise segura e pouco morosa. Contudo, a não unicidade destes modelos conduz por vezes a dúvidas sobre a sua adequabilidade face ao comportamento estrutural. Acresce-se ainda que não se conhecem, após os ensaios experimentais de Leonhardt, novos estudos sobre este tipo de descontinuidade (apoios em ressalto).

No presente estudo são analisados os resultados dum ensaio de carga de uma viga prefabricada, simplesmente apoiada, com apoios em ressalto, instrumentada com deflectómetros estrategicamente colocados nas zonas de descontinuidade. Estes resultados são comparados com os resultados obtidos utilizando os diferentes modelos de escoras e tirantes apresentados na bibliografia sobre o assunto, tendo em conta as propriedades dos materiais e a disposição das armaduras.

Procura-se ainda apresentar dados suficientes para possíveis estudos sobre este tipo de descontinuidade.

PALAVRAS CHAVE

Escoras e tirantes, Campo de tensões, Descontinuidades, Zonas D, STM.

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal. avmonteiro@lnec.pt

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal. mpipa@lnec.pt

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal. bribeiro@lnec.pt

⁴ PRECORE – Prefabricação, Construção e Reparação, S.A.

1. INTRODUÇÃO

A empresa de prefabricação PRECORE solicitou ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil um estudo sobre o comportamento dos apoios em ressalto (ou de altura reduzida [3], dapped beam [4], half joints [5], etc.) numa viga tipo prefabricada, em betão armado, tendo em conta uma disposição de armaduras pré-definida. Pretendia-se fundamentalmente realizar um ensaio de carga da viga com vista a verificar se o dimensionamento efectuado conduzia a um comportamento satisfatório em serviço.

Trata-se numa viga de bordo, cuja função é a de suportar uma laje alveolada prefabricada, em betão armado, e uma parede de alvenaria. A sua construção é repartida em duas fases, na primeira a viga terá 0,80 m de altura, suportando apenas o seu próprio peso e o peso da laje alveolada, e na segunda fase, betonada in situ, com 1,10 m de altura, servirá também de suporte à parede de alvenaria e à sobrecarga de utilização. Apresenta-se na Fig. 1 a geometria da viga tipo.

Uma vez que se pretendia fundamentalmente avaliar o comportamento dos apoios da viga, correspondente às duas fases de utilização, a viga ensaiada foi construída de forma a ter um apoio idêntico ao da primeira fase e outro ao da segunda. De forma a facilitar a aplicação das cargas durante o ensaio, e também evitar a rotura prematura por flexão, betonou-se a zona superior da viga até que esta atingisse uma altura de 1,10 m, ao longo do seu comprimento, até 1,37 m de distância de cada extremidade. As betonagens foram realizadas em três fases, tendo o betão da primeira mais de 28 dias de idade à data dos ensaios. A segunda e terceira betonagens foram realizadas alguns dias antes do ensaio, utilizando um betão de melhor qualidade. Apresenta-se na Fig. 5 as dimensões da viga ensaiada e a respectiva disposição das armaduras. Devido à dimensão dos desenhos, apenas se representou a zona do apoio B.

Em face dos condicionamentos inerentes este tipo de publicação, apenas se efectua uma breve análise dos resultados, fornecendo-se no entanto dados suficientes para futuros estudos. Começa-se por descrever os trabalhos experimentais efectuados em laboratório, para caracterizar o betão da viga, e no estaleiro (ensaio de carga); apresentam-se e interpretam-se os resultados obtidos; efectua-se uma análise comparativa com os modelos de escoras e tirantes aplicáveis; e por último, apresentam-se as principais conclusões. Todos os quadros e figuras são apresentados no final do artigo.

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

De modo a caracterizar o betão, efectuaram-se ensaios de compressão, de tracção e de determinação do módulo de elasticidade à compressão e à tracção em três carotes extraídas da zona do meio vão da viga de estudo, correspondente ao betão da primeira fase de betonagem. Apresentam-se no Quadro 1 os resultados obtidos. Sendo a resistência à tracção obtida para a carote bastante inferior ao espectável, considerou-se que uma resistência à tracção média de cerca de 8,5 % da resistência à compressão seria mais adequada para interpretar os resultados do ensaio de carga. Embora o ensaio de determinação do módulo de elasticidade à tracção se tenha realizado para tensões próximas da de rotura, considerou-se o resultado obtido para o cálculo da extensão média de tracção na rotura, $(0,173 \times 10^{-3})$. As armaduras eram da classe A500, pelo que se considerou uma tensão média de cedência de 550 MPa e um módulo de elasticidade de 205 GPa.

O ensaio de carga consistiu no carregamento da viga, recorrendo a pilares de betão armado transportados por uma ponte rolante, e na medição das deformações nas faces laterais da viga, com uma periodicidade de 1 minuto, através de deflectómetros digitais colocados nas zonas dos apoios com a disposição apresentada na Fig. A.6. A forma como cada pilar foi colocado, bem como a sequência de carregamento adoptada, são apresentadas nas Figuras A.2, A.3 e A.4. A escolha de duas sequências de carregamento deveu-se ao facto do apoio A, no fim da primeira sequência ter estado próximo da rotura, pelo que, por precaução, se transpuseram as cargas para junto do apoio B. Os valores calculados para as reacções nos apoios devidas à aplicação das cargas são apresentados nos Quadros 2 e 3.

3. RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO SOBRE O COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA NOS APOIOS

Os resultados das deformações medidas por cada deflectómetro são apresentados nas Figuras 7 e 8. As linhas verticais a traço interrompido indicam a hora aproximada em que se iniciou a colocação (a preto) e a remoção (a vermelho) das cargas. Considerando os valores calculados para as reacções nos apoios, apresentados nos Quadros 2 e 3, obtêm-se os resultados do ensaio de carga em função destas, apresentados nos gráficos da Fig. 9 (a linha fina a verde da Fig. 9b representa as descargas e a colocação parcial do pilar 8 no final da 1ª sequência). Em todos os gráficos consideram-se positivas as deformações de tracção.

Interpretando os resultados obtidos para o apoio A, verificou-se que o aparecimento da primeira fissura ocorreu durante a aplicação do pilar 2, fissura esta localizada junto ao vértice da reentrância do apoio e com uma inclinação de cerca de 45° (Figuras 10a e 10b). De facto, o deflectómetro I2, perpendicular à fissura, assinalou valores de deformação claramente superiores ao valor estimado de 0,067 mm para a deformação máxima do betão à tracção (ver Fig. 7), obtido através do produto da extensão de rotura à tracção ($0,173 \times 10^{-3}$) pela base de medida (0,39 m). As diferentes ordens de grandeza das deformações lidas no deflectómetro V1 devem-se ao facto deste não estar colocado perpendicularmente à fissura e de existirem mais armaduras que atravessam a fissura na face da zona 1. Após a descarga da carga 2 observaram-se deformações permanentes consideráveis. Após a sua recolocação retomaram-se praticamente os valores da deformação (cerca de 0,35 mm), obtendo-se para a fissura uma abertura de cerca de 0,30 mm, medida através duma régua de fendas. Durante a colocação do pilar 4 observou-se a formação duma nova fissura semelhante à anterior mas menos inclinada, sugerindo a acomodação da estrutura tentando mobilizar uma quantidade superior de estribos (mais distantes do apoio), assim como o efeito de arco da carga. Durante a colocação do pilar 6 observou-se a formação repentina, com grande libertação de energia (foi possível ouvir a viga a fissurar), duma nova fissura inclinada localizada abaixo da reentrância (na Fig. 9a pode-se verificar uma diminuição acentuada da rigidez aparente traduzida pelo deflectómetro I2). Durante a colocação do pilar 8 verificou-se que as deformações registadas pelos deflectómetros não paravam de aumentar, sugerindo a cedência dos estribos de tal forma que um eventual mecanismo poderia ocorrer, impossibilitando, portanto, a redistribuição de mais esforços. Por precaução, retirou-se o pilar.

Relativamente ao apoio B, a primeira fissura formou-se durante a aplicação do pilar 3, localizando-se junto ao vértice da reentrância, com uma inclinação de 45° no lado da zona 2, e de cerca de 55° a 60° no lado da zona 3. Após a colocação do pilar obteve-se uma deformação de 0,254 no deflectómetro I1, perpendicular à fissura (mais uma vez se ultrapassou largamente a deformação estimada de 0,067 mm para a rotura do betão à tracção), correspondendo a uma abertura de fendas próxima dos 0,20 mm medida com a régua de fendas. A próxima fissura viria a aparecer durante a colocação do pilar 6, localizando-se também junto ao vértice da reentrância, mas menos inclinada que a anterior, sugerindo a acomodação da estrutura tentando mobilizar uma quantidade superior de estribos (mais distantes do apoio), assim como o efeito de arco da carga. Durante a colocação do pilar 4 na 2ª sequência de carregamento verificou-se a formação duma nova fenda abaixo da reentrância do apoio (Figuras 10c e 10d). Contudo, após a colocação desta carga, verificou-se no estaleiro a diminuição dos valores indicados no deflectómetro I1 (ver Fig. 9b). Até à aplicação da última carga verificou-se a propagação acentuada da fissuração e o aparecimento de inúmeras fissuras junto ao apoio.

4. ANÁLISE COMPARATIVA COM OS MODELOS APLICÁVEIS DE ESCORAS E TIRANTES

Dada a geometria da peça nas zonas dos apoios, para a sua análise não são aplicáveis modelos baseados na hipótese de Bernoulli. Estas zonas, designadas como zonas de descontinuidade, ou zonas D, podem ser analisadas com base em modelos de escoras e tirantes. Porém, a utilização destes modelos requer um conhecimento adequado da estrutura, dos princípios do método e de determinadas regras empíricas utilizadas na modelação.

Segundo Schlaich [1], o método das escoras e tirantes é baseado no teorema estático da teoria da plasticidade, consistindo em representar com escoras as resultantes dos campos de compressão e com tirantes as resultantes dos campos de tracção. Sendo este método baseado no teorema estático, não tem em conta as condições cinemáticas (ou de compatibilidade). Uma vez que os materiais, principalmente o betão, permitem deformações plásticas limitadas, os modelos devem ser escolhidos de modo a que se garanta que a capacidade de deformação dos materiais não seja ultrapassada em nenhum ponto da estrutura, antes que o estado de tensão assumido no modelo seja atingido [1].

Com vista a evitar problemas de incompatibilidade, e desta forma garantir os requisitos de ductilidade dos materiais (principalmente em estruturas muito esforçadas), o modelo deve ser orientado, de forma aproximada, segundo as trajectórias de tensão elásticas em estado não fissurado. Para além disso, segundo [2], os ângulos formados pelas escoras e tirantes devem ser no mínimo de 45° (preferencialmente de 60°), podendo ir excepcionalmente até 30° no caso em que as escoras interceptem dois tirantes perpendiculares. Deve também ser considerado um desvio mínimo de aproximadamente 32° nas escoras originadas por forças concentradas. Na escolha do modelo é também útil ter em conta os critérios energéticos, ou seja, a minimização da energia de deformação, pelo que, uma vez que os tirantes são muito mais deformáveis do que as escoras, os modelos com menos e menores tirantes são os mais adequados [1].

Uma vantagem de se orientar o modelo segundo as trajectórias de tensão elásticas é o facto de se poder utilizar o mesmo modelo para analisar a estrutura aos estados limites de utilização, mais concretamente, para estimar a tensão nas armaduras e a abertura das fendas. No entanto, dependendo da complexidade da descontinuidade e do rigor pretendido, esta análise pode ser uma tarefa bastante complexa, uma vez que envolve o comportamento não linear dos materiais. Acresce ainda o facto de existirem poucos estudos realizados sobre o assunto.

Por outro lado, relativamente aos estados limites últimos, existe a desvantagem de se poder estar a ser muito conservativo no que diz respeito à estimativa da capacidade resistente da estrutura. Contudo, caso seja conhecido o modo de rotura, é possível explicar quase a totalidade da capacidade resistente verificada nos ensaios de carga, através do ajuste do modelo de escoras e tirantes à configuração fissurada observada pouco antes da rotura.

Assim, para o dimensionamento das zonas D recomenda-se que o modelo de escoras e tirantes escolhido não se desvie demasiado do campo de tensões obtido pela teoria da elasticidade, uma vez que se desconhece *à priori* a capacidade de deformação (ductilidade) e a configuração fissurada da estrutura [2], e, ao mesmo tempo, para garantir indirectamente um comportamento em serviço adequado (juntamente com uma adequada disposição de armaduras).

Para conhecer a distribuição elástica de tensões da viga de estudo, construiu-se um modelo de elementos finitos bidimensional com a geometria da viga ensaiada, representando simplificada a secção junto ao apoio B como uma secção simétrica com uma largura reduzida de 0,30 m na zona onde foi efectuada a terceira betonagem. Na Figura 11 representam-se vectorialmente as distribuições de tensões principais elásticas obtidas para os dois apoios. Foi considerado um carregamento uniforme, verificando-se que não existem diferenças significativas na distribuição das tensões junto aos apoios se a carga for aplicada numa área mais restrita como a do ensaio. Analisando os resultados pode-se verificar um grande desvio das forças de compressão junto à reentrância de ambos os apoios, originando esforços de tracção segundo uma direcção com inclinação próxima dos 45° , justificando-se desta forma a configuração das primeiras fissuras observadas durante o ensaio de carga (inclinação também indicada por Leonhardt [3] para o caso do dente do apoio ter metade da altura da viga).

4.1 Apoio A

Para analisar o comportamento do apoio A foi escolhido um modelo de escoras e tirantes bastante simples, recomendado em grande parte da literatura sobre o assunto (Schlaich [1], FIP/fib Recommendations [4]). Este modelo, apresentado na Fig. 12a (a tracejado representam-se as escoras e

a cheio os tirantes), foi construído com base na disposição (ortogonal) das armaduras e na distribuição de tensões de compressão da Fig. 11a. O respectivo campo de tensões associado ao modelo é apresentado na Fig. 12b. Sendo um modelo cinemático, para se garantir o equilíbrio estático é necessário impor que o ângulo α seja igual ao ângulo β .

É de referir que o facto de não se prolongar a escora inclinada que une os nós 3 e 4 até à escora superior, como sugere a configuração de tensões da Fig. 11, e de não se considerar o resto da zona D, em nada influencia os esforços junto ao apoio, uma vez que estes podem ser determinados com base apenas no valor da reacção R_A . O prolongamento da escora inclinada pode ser útil no dimensionamento da viga uma vez que permite diminuir a concentração de estribos na zona abrangida pelo tirante 3-5, havendo, contudo, a contrapartida de se ter de considerar um comprimento de amarração superior para a armadura longitudinal inferior junto ao nó 4, além de aumentar a complexidade da definição da posição das escoras e tirantes devido ao carácter cinemático do modelo e ao cumprimento das regras empíricas impostas no método (ângulos mínimos entre escoras e tirantes).

Existem modelos que consideram uma escora a unir os nós 2 e 3 por motivos de ancoragem do tirante 1-3, aumentando a força no tirante 2-4. Contudo, visto a zona entre os nós 2 e 3 estar elasticamente à tracção (Fig. 11), verificando-se experimentalmente a formação de fissuras a atravessar esta suposta escora, não se considera adequada a sua consideração em modelos que pretendam interpretar o comportamento em serviço da viga.

Com base neste modelo, estima-se que a carga necessária para se dar a rotura da viga (por cedência dos estribos junto à reentrância, representados pelo tirante que une os nós 2 e 4), é de cerca de $3E_{st} \cdot x_{r,x} A_{as} = 165,9 \text{ kN}$, bastante próxima da reacção obtida após a colocação da carga 2 onde se verificaram elevadas deformações permanentes durante a sua descarga antes do intervalo para almoço. Estas deformações permanentes devem-se essencialmente à fissuração do betão, passando os esforços de tracção na zona das fissuras a ser suportados apenas pelas armaduras, que terão em parte entrado em cedência. A estabilização destes dois fenómenos é posteriormente garantida pela redistribuição dos esforços das armaduras, em cedência, para as restantes ainda em regime elástico.

Este modelo, porém, não justifica a carga de rotura obtida no ensaio (entre 440 kN e 510 kN). De facto, devido à fissuração e à capacidade de deformação dos materiais, após a aplicação da carga 2 existe uma redistribuição de esforços na estrutura que faz com que estes difiram bastante da distribuição elástica, aumentando a capacidade resistente da viga.

Segundo o modelo proposto por Leonhardt [3], dadas as dimensões da peça, devia-se considerar a contribuição duma quantidade superior de estribos para a resistência do tirante 2-4 (localizados até uma distância da reentrância de $\frac{1}{4}$ da altura da peça) e uma menor força mobilizada por este. Em vez dos 3 estribos considerados no modelo, considerar-se-iam cerca de 5 ou 6, aumentando a resistência do tirante para valores entre 276,5 kN e 331,8 kN. A força que devia ser mobilizada pelo tirante seria de $0,35 \times (\text{altura da viga/altura do dente}) = 70 \%$ da reacção do apoio. Posto isto, segundo Leonhardt [3] a rotura da viga daria-se para uma reacção no apoio situada entre 395 kN e 474 kN, valores estes mais próximos dos obtidos no ensaio.

Adaptando o modelo de escoras e tirantes à configuração fissurada da viga antes da rotura (Fig. 10), é possível contabilizar a contribuição duma quantidade superior de armaduras para a capacidade resistente da viga, conseguindo-se deste modo justificar a quase totalidade da carga última obtida no ensaio. O modelo e o respectivo campo de tensões são apresentados na Fig. 13. Esta adaptação do modelo à configuração fissurada observada antes da rotura consiste em reduzir a altura da escora superior, tal como a extensão das fissuras provenientes da reentrância o sugerem, e na diminuição da inclinação da escora que descarrega no apoio, como sugere a menor inclinação das fissuras formadas após a cedência das armaduras. Deste modo permite-se contabilizar uma quantidade superior de estribos junto à reentrância do apoio, assim como de cintas horizontais sobre o apoio, aumentando significativamente a capacidade resistente da peça.

Neste modelo obtém-se o valor máximo de 442 kN para a reacção no apoio, valor este situado entre 80% e 100% da reacção máxima obtida no ensaio, admitida como reacção na rotura (entre 440 kN e 550 kN), correspondendo à plastificação dos 8 estribos colocados junto à reentrância do apoio representados na Fig. 13b. Para este valor da reacção no apoio verifica-se também que as 3 cintas horizontais sobre o apoio estão muito próximas da cedência (com um nível de esforço de cerca de 97%). De facto, para que a abertura das fendas inclinadas junto à reentrância evolua da forma “plástica” como se constatou no ensaio de carga pouco antes da rotura, é também necessário que parte destas cintas horizontais plastifique. Por este motivo, verifica-se que dificilmente se conseguiria obter uma resistência superior modificando o modelo adoptado. Alterando o ângulo das bielas junto à reentrância até ao limite inferior de 30°, de forma a aumentar o número de estribos que contribuem para a resistência do tirante junto à reentrância, pode-se verificar que as cintas horizontais plastificariam para uma reacção no apoio de 432 kN, inferior à estimada no modelo anterior.

A resistência superior obtida no ensaio pode dever-se a diversos aspectos como: a incerteza da tensão de cedência e o endurecimento do aço das armaduras próximas da reentrância; ao interbloqueamento dos agregados; ao efeito de ferrolho; e ao atrito nos apoios, possibilitando o efeito de arco na transmissão da carga ao apoio.

Numa última análise, admitindo que as reacções nos apoios da viga para as cargas de serviço podem ser estimadas dividindo o valor de cálculo da reacção máxima do apoio obtido no primeiro modelo pelo coeficiente de segurança das acções, $R_{\text{serviço}} \approx \frac{R_{\text{cálculo}}}{\gamma_F} = \frac{165,9 \cdot (435/550)}{1,50} = 87,5 \text{ kN}$, verifica-se

que este valor é inferior ao obtido para a reacção do apoio da viga ensaiada quando se iniciou a fissuração (entre 87,4 e 179,3 kN). Este facto evidencia, tal como foi mencionado no início desta secção, a necessidade do modelo de escoras e tirantes estar orientado segundo as trajectórias de tensões elásticas, de forma a garantir um bom desempenho da viga em serviço.

4.2 Apoio B

Dada a maior complexidade da geometria do apoio B, optou-se por interpretar o comportamento da viga com base num modelo simplificado de secção simétrica, semelhante ao utilizado no apoio A, mas ajustado à configuração de tensões elásticas principais da Fig. 11. Na Figura 14 apresenta-se o modelo adoptado e o respectivo campo de tensões.

Devido à pequena excentricidade do centro de gravidade da secção transversal ao eixo onde foram aplicadas as cargas, desprezam-se os efeitos torsores.

Com base neste modelo, estima-se que a reacção no apoio, correspondente à rotura da peça por cedência dos 5 estribos junto à reentrância, seja de cerca de 276,5 kN. Contudo, caso se considere um ângulo ligeiramente menor para a inclinação das escoras junto à reentrância, 53° em vez de 55°, seria possível contabilizar a contribuição de 6 estribos junto à reentrância, aumentando-se a reacção máxima nos apoios para 330,2 kN, dando-se a plastificação praticamente simultânea do tirante que representa estes estribos e do que representa as cintas horizontais sobre o apoio.

À semelhança do que se constatou para o apoio A, estes resultados, não permitem justificar a carga máxima aplicada na estrutura (correspondente a uma reacção no apoio B de 715,8 kN).

Seguindo as indicações de Leonhardt [3], obter-se-ia uma reacção na rotura de $330,2/0,55=600,4 \text{ kN}$, bastante inferior à máxima reacção obtida no ensaio. Tal pode dever-se ao facto da viga apresentar uma geometria diferente da utilizada nos estudos efectuados por Leonhardt, e de parte dos estribos com 4 ramos contribuírem para a resistência do tirante.

Admitindo novamente que as reacções nos apoios da viga para as cargas de serviço podem ser estimadas dividindo o valor de cálculo da reacção máxima do apoio obtido no modelo pelo coeficiente

de segurança das acções, $R_{\text{serviço}} \approx \frac{R_{\text{cálculo}}}{\gamma_F} = \frac{330,2 \cdot (435/550)}{1,50} = 174,1 \text{ kN}$, verifica-se que este valor é

ligeiramente inferior ao intervalo obtido para o valor da reacção do apoio da viga ensaiada quando se iniciou a fissuração durante a colocação da carga 3 ($181,3 < R_B < 265,5$). Tal facto evidencia, mais uma vez, a necessidade do modelo de escoras e tirantes estar orientado segundo as trajetórias das tensões elásticas, de forma a garantir um bom desempenho da viga em serviço.

5. CONCLUSÕES

No presente estudo interpretaram-se os resultados dum ensaio de carga sobre uma viga com apoios em ressalto recorrendo a modelos de escoras e tirantes.

Os resultados demonstraram uma elevada capacidade de deformação da viga junto aos apoios (elevada ductilidade). Porém, evidenciou-se que o dimensionamento deste tipo de apoios através de modelos de escoras e tirantes deve ser baseado no campo de tensões elásticas, de forma a garantir um comportamento adequado da viga em condições de serviço.

Revelou-se ainda uma boa concordância dos resultados obtidos com o modelo proposto por Leonhardt [3].

6. AGRADECIMENTOS

Agradece-se à empresa PRECORE a possibilidade da realização deste estudo, bem como o seu interesse na publicação do presente artigo. Em particular, agradece-se ao Eng.º Moreno Ferreira pela iniciativa e sua colaboração contínua.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Schlaich, J.; Schäfer, K.; Jennewein, M.: Toward a consistent design for structural concrete. PCI-Journal, Vol. 32, No. 3, 1987, pp. 75-150.
- [2] *fib* Bulletin 3: Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance – Vol. 3, *fib*, Lausanne, July 1999, pp. 141-183.
- [3] Leonhardt, F.; Mönnig, A. Construções de concreto. Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Vol. 3.
- [4] FIP/*fib* Recommendations: Practical Design of Structural Concrete, SETO, London, September 1999.
- [5] EN 1992-1-1. 2004, Eurocódigo 2: Design of concrete structures Part 1.1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN. 225 p.
- [6] Schlaich, J.; Schäfer, K.: Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. The Structural Engineer, Vol 69, No. 6, 1991.

*Análise do Comportamento dos Apoios em Ressalto
duma Viga em Betão Armado Prefabricada*

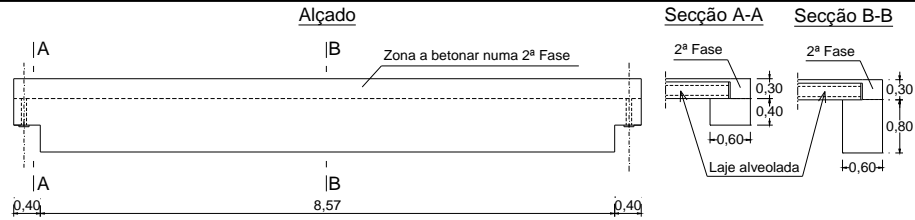


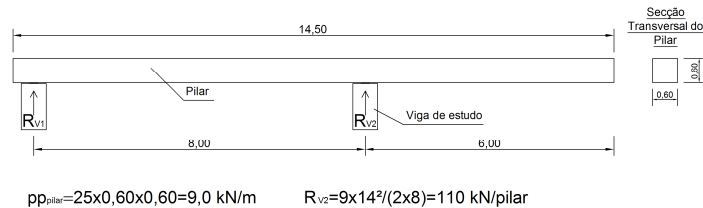
Figura 1. Geometria da viga tipo.

Quadro 1. – Resultados dos ensaios em laboratório.

Carote	Ensaio	Data do ensaio	Altura da carote [mm]	Resultado
1	Resistência à compressão	23-04-2008	84,6	55,3 MPa
2	Módulo de elasticidade à compressão*	23-04-2008	216	33,0 GPa
	Resistência à compressão	23-04-2008	216	50,0 MPa
3	Módulo de elasticidade à tracção**	12-05-2008	212	27,1 GPa
	Resistência à tracção	12-05-2008	212	2,3 MPa

* Ciclos de carga entre 1,42 e 15,0 MPa

** Ciclos de carga entre 0,2 e 2,0 MPa



$$p_{pilar} = 25 \times 0,60 \times 0,60 = 9,0 \text{ kN/m} \quad R_{v2} = 9 \times 14^2 / (2 \times 8) = 110 \text{ kN/pilar}$$

Figura 2. Posicionamento das cargas.

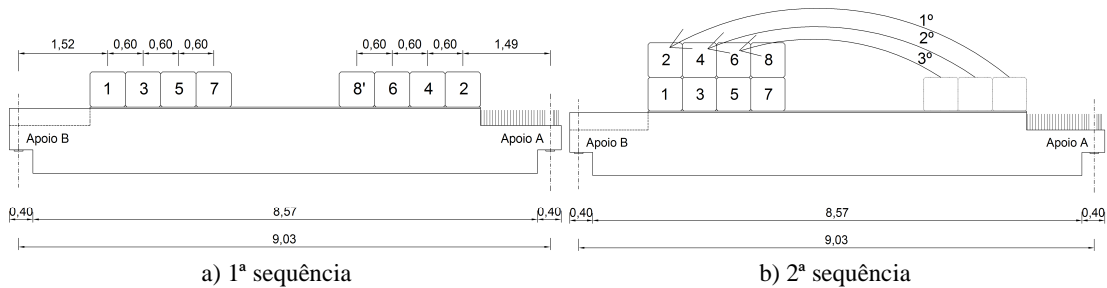


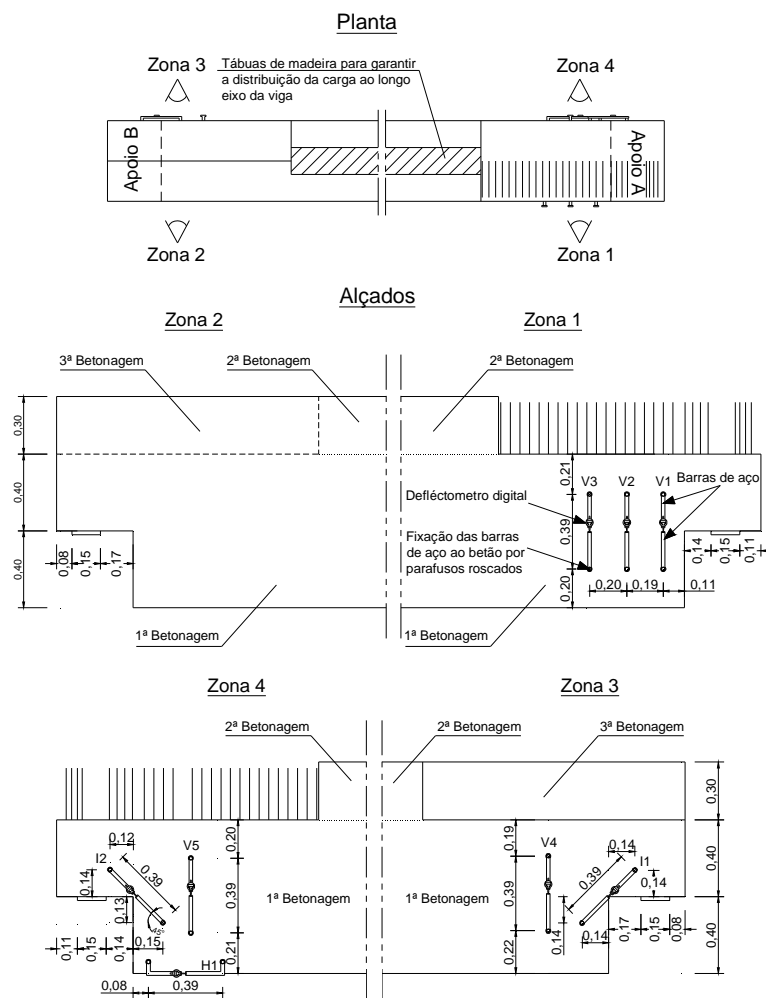
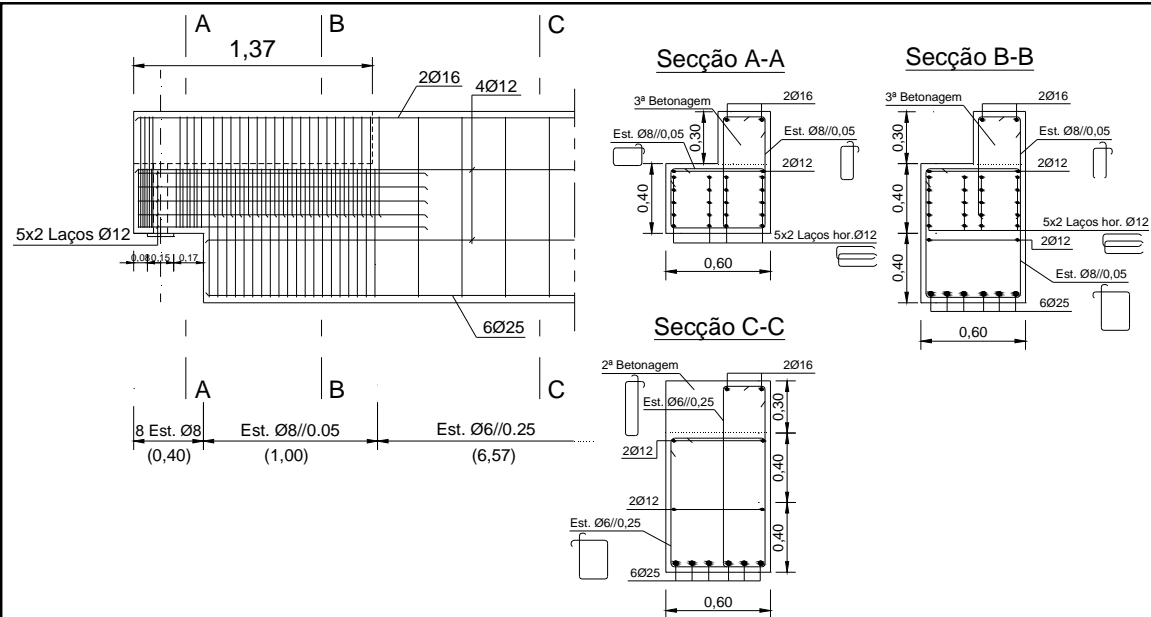
Figura 3. Sequências de carregamento.



a) Primeira carga

b) Última carga

Figura 4. Fotografias tiradas durante o ensaio de carga no estaleiro.



Análise do Comportamento dos Apoios em Ressalto
duma Viga em Betão Armado Prefabricada

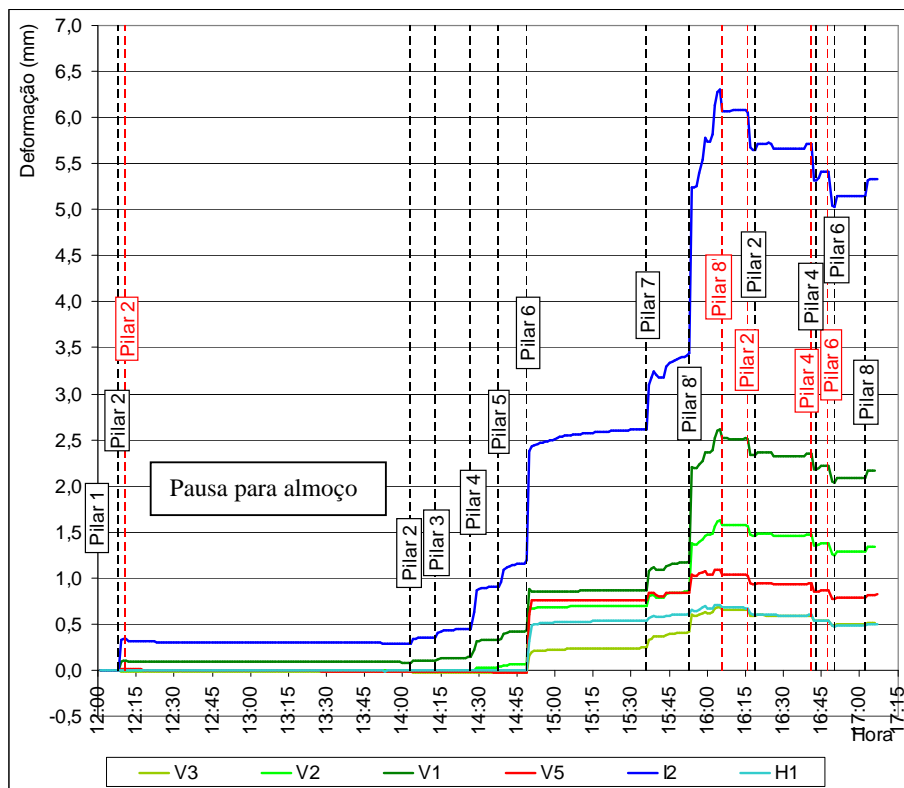


Figura 7. Resultados obtidos no apoio A.

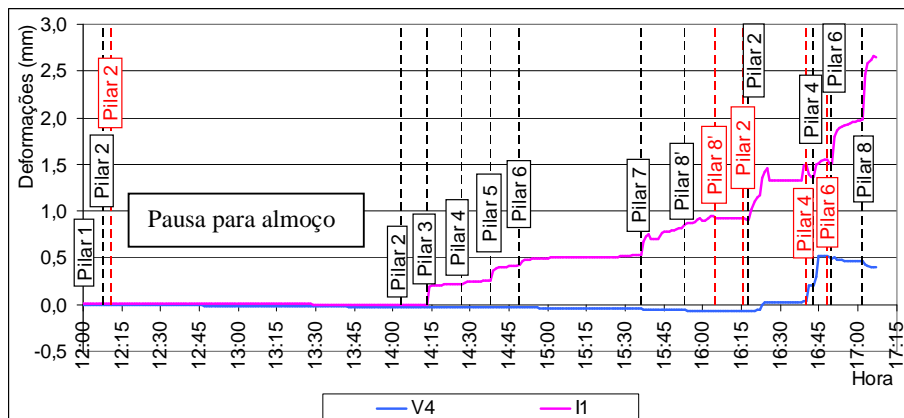


Figura A.8. Resultados obtidos no apoio B.

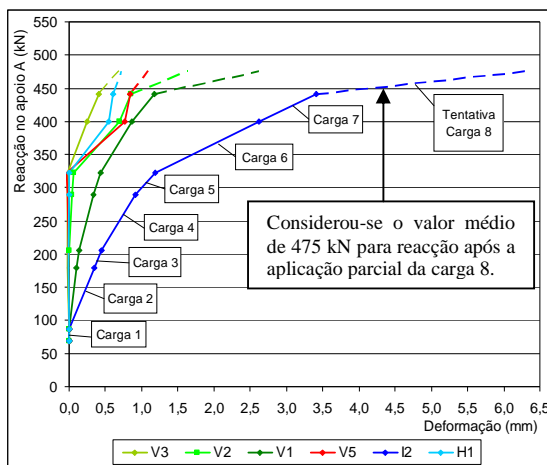
Quadro 2. – Reacções nos apoios (1ª Sequência de carregamento).

Carregamento Pilar	Reacção no apoio A, R_A [kN]		Reacção no apoio B, R_B [kN]	
	Individual	Total	Individual	Total
1	18,5	87,4	91,5	163,1
2	91,8	179,3	18,2	181,3
3	25,8	205,1	84,2	265,5
4	84,5	289,6	25,5	290,9
5	33,1	322,8	76,9	367,8
6	77,2	400,0	32,8	400,6
7	40,4	440,4	69,6	470,1
8*	<69,9	<510,4	<40,1	<510,2

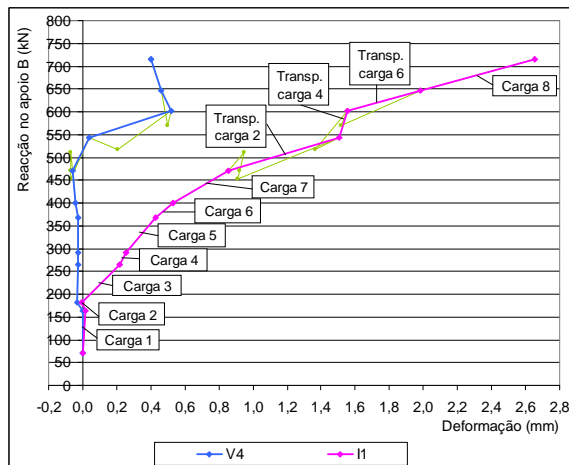
* Carga parcialmente aplicada

Quadro 3. – Reacções nos apoios (2ª Sequência de carregamento).

Carregamento	Reacção no apoio A, R_A [kN]	Reacção no apoio B, R_B [kN]
Após transposição do pilar 2	367,1	543,4
Após transposição do pilar 4	308,4	602,2
Após transposição do pilar 6	264,3	646,3
Após colocação do pilar 8	304,7	715,8

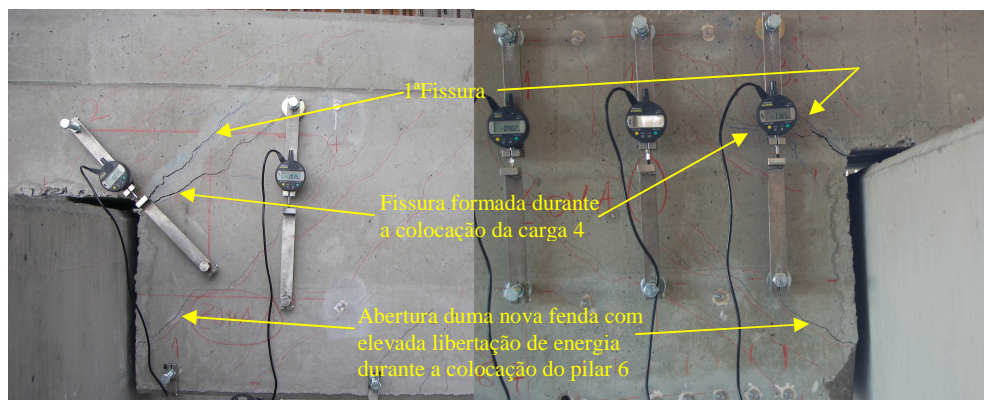


a) Apoio A



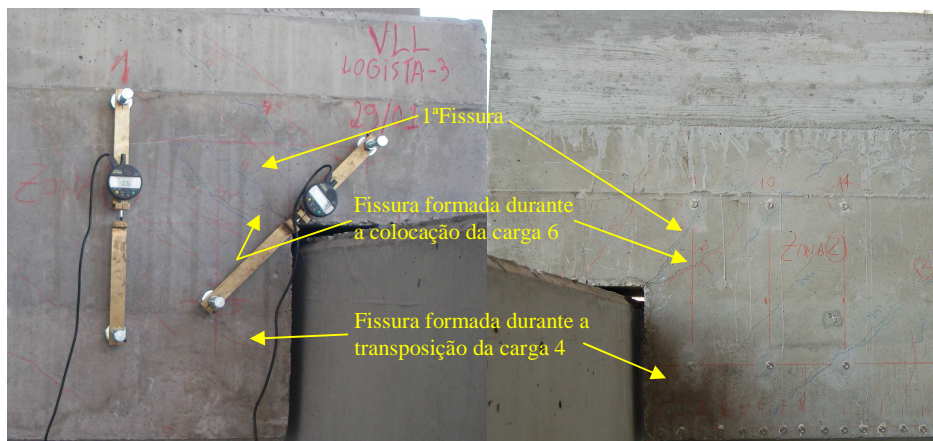
b) Apoio B

Figura 9. Evolução da deformação com a reacção no apoio A.



a) Zona 1

b) Zona 4



c) Zona 3

d) Zona 2

Figura 10. Configuração fissurada do apoio A pouco antes da aplicação da carga máxima.

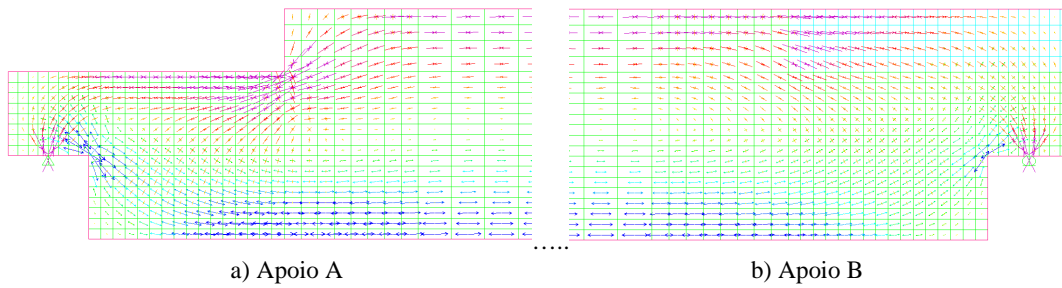


Figura 11. Trajectórias de tensão elásticas.

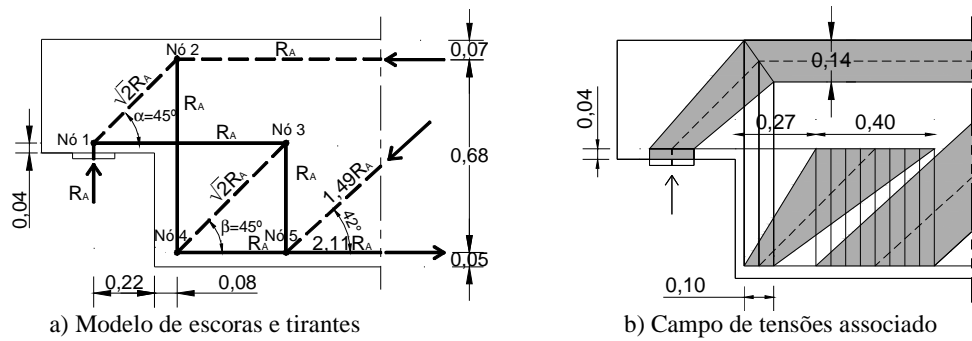


Figura 12. Modelo de escora e tirantes do apoio A.

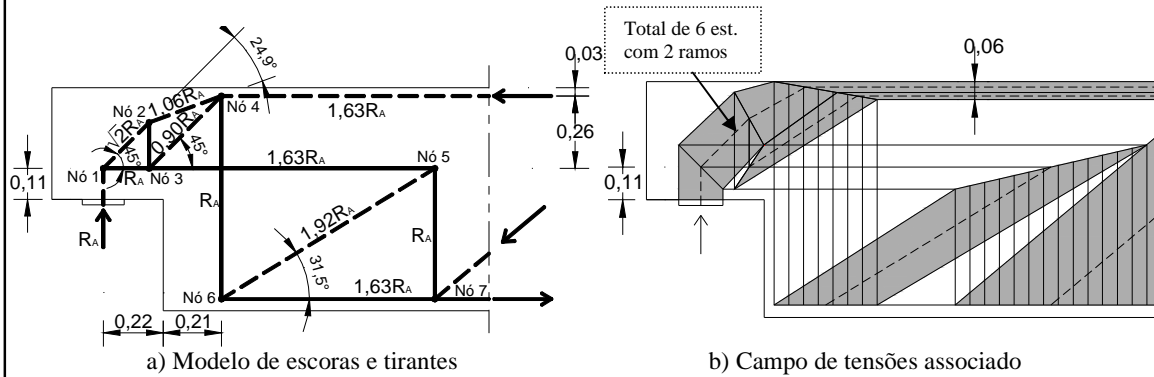


Figura 13. Modelo de escora e tirantes do apoio A adaptado à configuração fissurada.

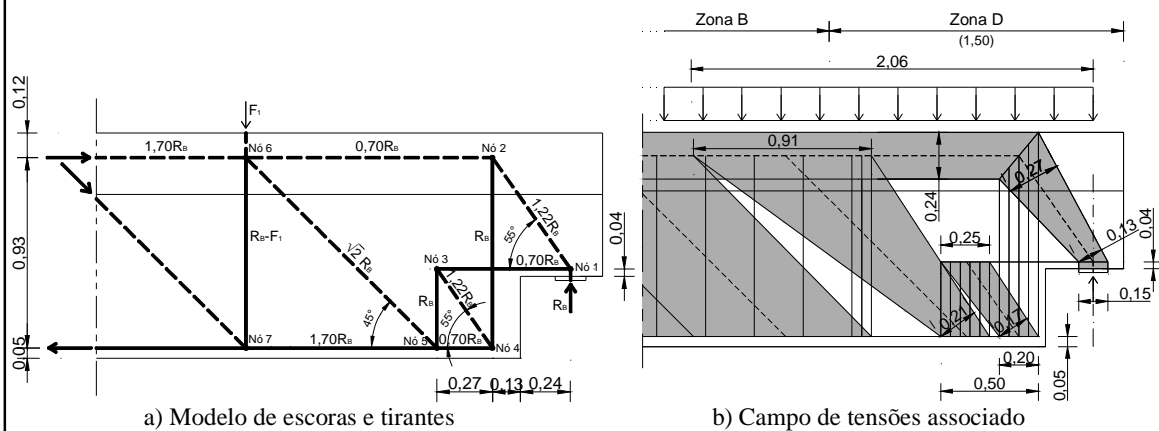


Figura 14. Modelo de escora e tirantes do apoio B.