Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções
CBPAT2016

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

INSPEÇÃO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO PRÉ-FABRICADAPÓS COLAPSO: ESTUDO DE CASO

L. MODESTI
Engenheiro Civil
Avalisinos Engenharia e Consultoria
Rio Grande do Sul, Brasil
modesti@avalisinos.com.br

G. MODESTI
Engenheiro Civil
Avalisinos Engenharia e Consultoria
Rio Grande do Sul
gmodesti@avalisinos.com.br

RESUMO

O colapso de estruturas vem ocorrendo cada vez mais frequentemente. Devido a erros de projeto e execução, estruturas que deveriam durar no mínimo cinquenta anos apresentam manifestações patológicas precocemente e em casos extremos levam à ruína antes do fim da vida útil da estrutura ou até mesmo durante sua fase de execução. O presente artigo visa demonstrar as causas e origens de um colapso através do estudo de caso de uma inspeção em estrutura de concreto armado pré-fabricada, com erros de execução que prejudicariam a durabilidade da estrutura a longo prazo. A construção se trata de um pavilhão industrial, com estrutura e vedações verticais pré-fabricadas em concreto armado que ruiu durante ventos que atingiram um município na região metropolitana de Porto Alegre-RS, em outubro de 2015. Identificaram-se itens em desacordo com a ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 9062:2006 e ABNT NBR 6123:1988, causados por erros de projeto e de execução. Especificamente se verificaram deficiência de concretagem entre o cálice e os pilares pré-fabricados, de ancoragem entre o colarinho e o bloco de coroamento, armaduras com cobrimento deficiente, além de vergalhões com diâmetro aquém do mínimo permitido. Por fim, analisou-se algumas adaptações necessárias para a utilização de parte da estrutura que não ruiu para balizar a recuperação.
Palavras-chave: inspeção, colapso, concreto armado, estrutura

ABSTRACT

The collapse of structures has been happening more often. Due to design and construction errors, structures supposed to last at least fifty years present pathological manifestations precociously and in extreme cases, collapse before the end of service life or even during the construction phase. This paper demonstrates the causes and origins of a structure collapse through a case study of an inspection on a pre-cast reinforced concrete industrial structure and walls with construction errors that undermined the long term durability. The building is an industrial office building whose structure and walls collapsed during a wind storm that hit a city in the metropolitan area of Porto Alegre-RS in October, 2015. It was identified unconformities with the standards ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 9062:2006 e ABNT NBR 6123:1988, caused by design and construction faults. Specifically it was found deficiencies on the casting on the interface of the pre cast columns and the in situ foundations, on the anchorage, lack of rebar cover and rebars with diameter inferior to the minimum allowed. At last, it was analyzed the necessary adaptations in case of reuse after recovery of the non-collapsed part of the structure.
Keywords: inspection, collapse, reinforced concrete, structure

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

1. INTRODUÇÃO

Projetistas de estruturas em concreto armado, durante o dimensionamento, identificam as condições de exposição dos elementos estruturais e, portanto, consideram as influências da exposição ambiental na durabilidade das futuras estruturas [1]. Contudo, em diversos casos, o seu desempenho não é adequado, devido às deficiências nas especificações de projeto, má execução, materiais inadequados, agressividade ambiental mais elevada do que a prevista ou pela combinação destes fatores [2, 3]. Apesar da ABNT NBR 6118:2014 prever a necessidade de revisão dos projetos estruturais [4], diversos casos de colapso vêm ocorrendo nos últimos tempos [3;5-7], evidenciando a necessidade de maiores cuidados.

Os causadores de manifestações patológicas podem ser divididos em dois grupos [8]: "Causas internas" como erros de escoramento, deficiência de armadura, materiais de construção inadequados e deficiências no controle de qualidade ou "Causas externas" conceituadas como falhas humanas ocorridas no período de projeto ou utilização, bem como ações químicas. Estes causadores, tanto internos quanto externos, impedem que a estrutura apresente o comportamento esperado, impedindo que seja atingida a sua Vida Útil Estrutural [9].

1.1 Estrutura analisada

O pavilhão industrial está localizado na região metropolitana de Porto Alegre, RS. Possui área construída de 1.798,30 m², distribuída em pavimento térreo (1.404,50 m²) e mezanino (355,10 m²). O mezanino possui estrutura independente do restante do pavilhão. A estrutura pré-fabricada é composta por pilares, vigas (de fundação e sobre as aberturas) e vedações verticais em painéis de concreto armado, encaixados nos pilares. Os pilares externos, apresentados na Figura 1, possuem seção variada de 30 cm x 60 cm (sustentação da cobertura) e 25 cm x 50 cm (fechamento lateral), e em ambos os estribos são de diâmetro 5,00 mm. A estrutura da cobertura é em tesouras metálicas e vedação em telhas termoacústicas de zinco com preenchimento em EPS.

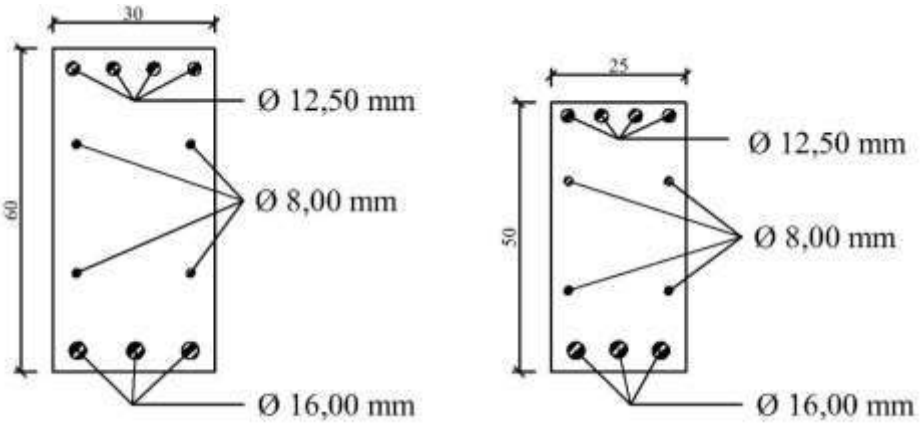

Figura 17: Seção dos pilares pré-fabricados

Os pilares estão espaçados a cada 6,325 m, com exceção da fachada Sul que apresenta modulação diferenciada, e possuem altura de 12,10 m, conforme o projeto arquitetônico. No dia do colapso, ocorria a instalação das telhas de cobertura a partir da lateral Sul do pavilhão, local onde ocorreu a ruína parcial.

2. METODOLOGIA

Para realização da inspeção, o local foi vistoriado durante o mês de novembro de 2015, logo após o colapso, quando foi efetuada uma verificação do estado da estrutura, mapeamento das manifestações patológicas, determinação por amostragem dos cobrimentos de armadura, da abertura máxima de fissuras e a caracterização da armadura, além da abertura de janelas de inspeção para análise das fundações.

Realizou-se inspeção visual na estrutura colapsada com a abertura de três janelas de inspeção nas fundações dos pilares P1, P22 e P23, que se soltaram dos cálices, de maneira a verificar as condições de ancoragem/embutimento dos pilares nos cálices. Nos pilares foi realizada a verificação do cobrimento, conforme especificações da ABNT NBR 6118:2014,

apresentadas na Tabela 12. Utilizou-se como referência de cobrimento adequado o cobrimento mínimo (c_{min}) referente ao cobrimento nominal (c_{nom}) da Classe de Agressividade III, descontada a tolerância de execução (Δc) de 10 mm de maneira a identificar os pontos com necessidade de intervenção para garantir o desempenho esperado após a recuperação. Tendo em vista que os ensaios tecnológicos para caracterização do concreto foram realizados em fase posterior a esta inspeção e anterior à fase de recuperação, considerou-se um c_{min} de 30 mm para vigas e pilares sem eventual redução dos cobrimentos, baseado na resistência do concreto. Para os locais em contato com o solo, considerou-se c_{min} = 35mm.

Tabela 12: Cobrimentos nominais conforme as Classes de agressividade ambiental

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: [4]

Quanto à abertura máxima de fissuras, adotaram-se as especificações da ABNT NBR 6118:2014, conforme Tabela 13.

Tabela 13: Abertura máxima de fissura

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
>>>> Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	**ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm**	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I Ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II Ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D	Combinação frequente

Fonte: [4]

Para a ligação entre fundações e estrutura pré-fabricada, realizou-se um comparativo entre as especificações da ABNT NBR 9062:2006 [10] e a estrutura real para verificar o atendimento à norma vigente. Analisaram-se os projetos disponíveis, destacando-se o arquitetônico, locação da estrutura pré-fabricada e de pilares. Não foi fornecido projeto de fundações para análise. A análise estrutural e extração de testemunhos de concreto armado foi realizada em etapa posterior e, portanto, não foram englobadas neste trabalho.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

3. RESULTADOS

O colapso ocorreu no local onde já havia iniciado a instalação de telhas, porém sem a conclusão da vedação vertical (painéis de concreto armado), permitindo que ocorresse a entrada de vento e ocasionando uma provável deformação da estrutura metálica de cobertura devido à sucção do vento. Consequentemente, houve o arraste da estrutura pré-fabricada em concreto armado, levando ao Estado de Limite de Serviço (deformações) e, posteriormente, ao Estado Limite Último (Ruína), conforme Figura 18.



Figura 18: Vista da obra após o colapso

Ocorreu o colapso dos pilares externos P1, P2, P5, P6, P7, P22, P23 e P24 e deformação excessiva dos pilares P3, P4, P8, P9, P10 P20, P21, P25, P26, P27, P28 e P30, conforme Figura 19. Destaca-se que os pilares P1 e P22 foram arrancados dos cálices de fundação.

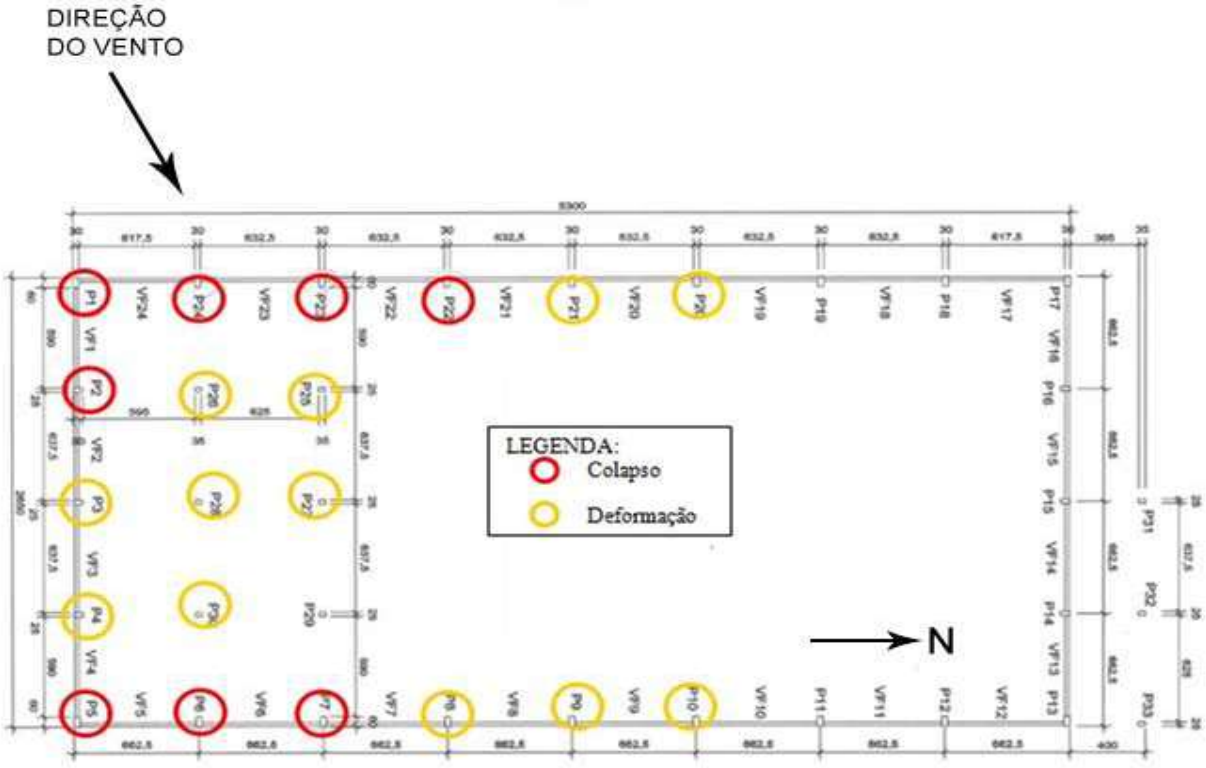

Figura 19: Locação dos pilares colapsados da obra

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

A cidade onde ocorreu o fato está localizada na Região 5, com velocidade básica de vento entre 45-50 m/s (equivalente a 162-180 km/h), que deve ser corrigida de acordo com o Fator topográfico, rugosidade do terreno, dimensões da edificação, altura sobre o terreno e fator estático [11]. Conforme documentos publicados no Jornal Zero Hora, em Porto Alegre, os ventos atingiram a velocidade de 116 km/h, portanto muito inferior à velocidade do vento máxima previsível para o projeto.

3.1 Verificação das fundações

Verificou-se que as fundações são compostas por blocos de coroamento com colarinho liso (sem rugosidade) para originar o cálice. Nestes casos, o embutimento mínimo "L_{emb}" do pilar no cálice varia devendo ser dimensionado, conforme a equação I ou II [10]:

$$M_k / (N_k\ h) \leq 0{,}15 \rightarrow L_{emb} \geq 1{,}5\ h \quad \text{(I)}$$
$$M_k / (N_k\ h) \geq 2{,}00 \rightarrow L_{emb} \geq 2{,}0\ h \quad \text{(II)}$$

A ABNT NBR 9062:2006 também recomenda que não sejam utilizados comprimentos de embutimento inferiores a 40 cm. Tendo em vista que o presente trabalho não visa realizar a verificação da estrutura, admitindo a situação de menor necessidade de embutimento ($L_{emb} \geq 1{,}5\ h$), tem-se um comprimento mínimo de 90 cm.

3.1.1 Fundações do pilar P1

Conforme verificado na janela de inspeção aberta, a fundação do pilar P1 é composta por bloco de coroamento com cálice de 48 x 68 cm, onde o pilar de 30 x 60 é encaixado. As folgas haviam sido preenchidas com concreto em três faces e o pilar foi mantido encostado na quarta face.

O embutimento do pilar, de acordo com a camada que restou presa ao corpo do pilar, foi de 60 cm, inferior ao recomendado pela ABNT NBR 9062:2006. Verificou-se que pelos esforços atuantes antes do colapso, houve o rompimento do cálice nas faces Sul e Oeste, fazendo com que o elemento apresentasse dimensões de 54 x 78 cm e com que o pilar se soltasse do cálice, conforme Figura 20.



Figura 20: Pilar P1 desprendido do cálice

3.1.2 Fundações do pilar P22

A fundação do pilar P22 é composta por bloco de coroamento com colarinho de 140 x 120 e cálice central de 40 x 70. Verificou-se que parte do cálice (com dimensão aproximada de 9 x 30 cm) não foi preenchida com concreto, prejudicando a aderência entre o pilar pré-fabricado e as fundações. O pilar P22 se desprendeu do cálice, evidenciando a deficiência no embutimento, conforme Figura 21.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459



Figura 21: Vista do pilar P22

3.1.3 Fundações do pilar P23

Verificou-se que nas fundações do Pilar P23 o colarinho não estava ancorado na base do bloco de coroamento. Ou seja, as peças foram concretadas em duas etapas sem que houvesse esperas de armadura para realizar o engaste entre ambas as partes. Desta maneira, as fundações atuaram como se houvesse uma sapata em cima de um bloco de coroamento das estacas, conforme Figura 22.



Figura 22: Vista do colarinho do pilar P23 solto e rotacionado após o colapso.

O colarinho do pilar rotacionou, indicando que o momento solicitante foi maior do que o momento que poderia ser suportado pelo colarinho, por não haver a adequada transferência de esforços para o bloco e posteriormente para as estacas.

3.2 Estrutura de concreto armado

3.2.1 Cobrimentos

Considerando os cobrimentos nominais (c_{nom}) especificados na ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2006 para vigas e pilares na Classe de Agressividade III (Industrial) e descontando o Δc, e a minoração para concretos com fck $\geq$ 40 MPa e relação a/c $\leq$ 0,45, restam 25 mm. Contudo, verificou-se junto aos pilares P1 e P2 cobrimentos de 11,92 mm, 12,76 mm, 13,55 mm, 14,78 mm, 21,00 mm e 15,10 mm. Junto aos encaixes das placas de vedação vertical do pilar P5 se verificaram locais onde a armadura não possuía cobrimento.

Conforme a ABNT NBR 9062:2006, o cobrimento mínimo a ser utilizado em vigas e pilares, em nenhuma situação, deve ser inferior a 20 mm. Ressalta-se, ainda, que a ABNT NBR 6118:2014 indica que “no trecho dos pilares em

contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm, equivalente a 35 mm, descontado o Δc da Norma acima referida.

Ou seja, em qualquer situação considerada, os cobrimentos apresentados estão aquém dos estabelecidos nas Normas pertinentes, podendo acelerar a degradação da estrutura que tende a atingir o fim da sua vida útil antes do projetado. Em análise aos projetos dos pilares, verificou-se estes eram simplificados e não apresentavam informações quanto ao cobrimento e posição da armadura. Portanto, considerou-se que as falhas tem origem na fase de projeto.

3.2.2 Diâmetro mínimo de armadura

Verificou-se que nos pilares foram utilizadas vergalhões de diâmetro 8,00 mm. Contudo, a ABNT NBR 6118:2014 especifica no item 18.4.2.1 que "o diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal".

3.2.3 Abertura máxima de fissuras

Identificaram-se em diversos locais, fissuras com aberturas maiores devido às deformações ocorridas na estrutura, conforme Figura 23. Desta maneira, no caso de aproveitamento de parte da estrutura, recomendou-se que todas as peças que não respeitem este item sejam substituídas a fim de evitar a degradação precoce da estrutura e da armadura.



Figura 23: Pilar deformado e com fissuras com abertura acima da máxima permitida.

4. CONCLUSÃO

Em análise ao local dos pilares remanescentes após a ruína, concluiu-se que ocorreu a movimentação da estrutura em consonância com o vento, ou seja, em direção aos fundos do pavilhão (Oeste-Leste). Entende-se que a ruína parcial da estrutura é consequência das falhas citadas, além de ter sido potencializada pelos esforços gerados pela sucção da cobertura do telhado, pois a ruína ocorreu somente nos locais onde já haviam telhas instaladas As deficiências e vícios construtivos verificados junto às fundações prejudicaram a transferência de cargas e esforços da supraestrutura para a infraestrutura, provocando o colapso da estrutura pré-fabricada em concreto armado.

Após a realização de inspeção na estrutura colapsada, conclui-se que houve falhas de projeto e de execução (colarinhos não ancorados à base do bloco, falta de preenchimento entre o pilar e o cálice e embutimento insuficiente) e de controle tecnológico durante a fabricação (cobrimentos e armaduras mínimas) da estrutura pré-fabricada.

Identificaram-se diversos elementos com abertura de fissuras acima do permitido pela ABNT NBR 6118:2014, além de locais onde os cobrimentos estão aquém dos recomendados. Portanto, considera-se inadequada a tentativa de reaproveitamento da estrutura. Contudo, no caso de ser retomada a obra com reaproveitamento da parte não colapsada da estrutura, recomenda-se:

1. A substituição de elementos estruturais com fissuras com aberturas > 0,3 mm ou com deformação excessiva.
2. Dotar de cobrimento adequado toda a estrutura, de maneira a evitar a degradação acelerada da estrutura.

Abril de 2016
ISSN 2448-1459

3. A conferência de todas as fundações de maneira a evitar novos sinistros, tendo em vista os erros de execução verificados nas janelas de inspeção dos pilares P1, P22 e P23.
4. Realizar a verificação estrutural, baseada na extração de testemunhos de concreto armado e considerando as armaduras verificadas *in loco*, para garantir o atendimento aos requisitos mínimos de segurança estabelecido nas normas vigentes.

5. REFERÊNCIAS

[1] Mehta, P. K.; Monteiro, P., J., M., *Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: IBRACON, 2008, 674 p.
[2] Broomfield, J. P., *Corrosion of steel in concrete: Understanding, investigation and repair*. Nova York: Taylor & Francis, 2º ed. 2007.
[3] Costa, R. M.; Camargos, U., A., Colapso estrutural: ruptura brusca de pilar. Téchne, 2011, nº 172, pp. 78-82.
[4] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
[5] Longo, H. I., Análise da Estrutura para Avaliação do Colapso Progressivo. *VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*. Rio de Janeiro, 2014.
[6] Medeiros, M. H. F.; Grochoski, M., Marquises: por que algumas caem?. *Revista Concreto*. São Paulo, 2007 pp. 95-102.
[7] Souza, R. A., Enami, R. M., Sobre os acidentes estruturais recentes ocorridos na cidade de Maringá-PR. *Revista Tecnológica,* v.18. 2009, pp. 91-101.
[8] Helene, P. R. L., *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI, 2ª Ed. 1992.
[9] Branco, F., Paulo, P., Garrido, M., Vida útil na construção civil. *Boletín Técnico 04*. Mérida: Alconpat Internacional, 2013.
[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro, 2006.
[11] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988.