A SEGURANÇA DAS OBRAS NO BRASIL DISCUTIDA SOB DIFERENTES PONTOS DE VISTA. TRAGA O SEU.
1º CONGRESSO BRASILEIRO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES
21 a 23 de maio de 2014 - Foz do Iguaçu - PR

IMPORTÂNCIA DOS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E SEMI DESTRUTIVOS E ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS PARA DIAGNÓSTICO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO ATINGIDA POR INCÊNDIO

MODESTI, L.A.[1]; TUTIKIAN, B.F.[2]

[1] AVALISINOS Engenharia e Consultoria Ltda, Diretor, Engenheiro Civil, especialista em Patologia das Obras Civis / Unisinos. e-mail: modesti@avalisinos.com.br
[2] UNISINOS, Professor, Dr. Engenheiro Civil, coordenador do ITT Performance / Unisinos e-mail: bfutikian@unisinos.br

RESUMO

As estruturas de concreto armado, embora resistentes e duráveis, são muito prejudicadas e danificadas quando atingidas pelas altas temperaturas dos incêndios, sendo necessário analisar o grau de comprometimento da estrutura de concreto armado, de forma a orientar a tomada de decisão quanto à necessidade ou não de recuperação, reparo ou reforço estrutural. O trabalho é um estudo de caso real de incêndio que atingiu, parcialmente, um pavilhão de um parque de exposição com 36 mil metros quadrados. Este artigo apresenta um estudo das qualidades do concreto e os efeitos das altas temperaturas, passando pela análise das manifestações patológicas e defeitos construtivos que afetam a capacidade portante da estrutura de concreto submetida à incêndio. Porém, esta análise deve ser usada de forma conjugada com os ensaios não destrutivos e semi destrutivos, para melhor embasar a decisão da recuperação da estrutura. Este trabalho ainda detalha a metodologia empregada na vistoria e ensaios realizados para efetuar a correlação entre as manifestações patológicas verificadas com os resultados obtidos, visando a proposição de medidas corretivas de forma balizada. Pode-se demonstrar que os resultados obtidos com os ensaios semi destrutivos não podem ser analisados de forma absoluta em estruturas com manifestações patológicas.

Palavras chave: incêndio, altas temperaturas, concreto armado.

ABSTRACT

Reinforced concrete strutuctures, even if resistant and durable, become very impaired and damaged when hit by fire and high temperatures, becoming necessary to determine the level of compromise of the concrete structure and rebars, to orientate the decisions about the need to recover the structure, or the possibility of repair or fortification. This paper is a case study of a fire that hit, partially, an exposition fare with 36 thousand square meters. It presents the study of concrete qualities and the effects of high temperatures, going through the pathological manifestation's analisys and the constructive defects that affect the loading capacity of the concrete structure. However, it should be used along with non and semi destructive tests, to make the decision of recovering the structure more accurate. It details the methodology used during the inspection and tests realized to have a better correlation between the pathological manifestatios verificed with the obtained results. It demonstrates that the results obtained on the semi destructive tests cannot be analised in an absolute way on structures with pathological manifestations.

Keywords: Fire, high temperatures, reinforced concrete.

1. INTRODUÇÃO

O concreto tem boas características em relação à ação do fogo. No entanto, as estruturas de concreto armado, embora de modo geral sejam muito resistentes e duráveis, são muito prejudicadas e podem ser danificadas quando sofrem efeito do calor ou pelas altas temperaturas provocadas pelas chamas dos incêndios, prejudicando a pasta de cimento, o agregado e o concreto (NEVILLE, 1997; MEHTA, MONTEIRO, 2008).

Diversos estudos já foram realizados sobre o efeito da exposição do concreto a altas temperaturas apresentando, de modo geral, resultados muito variáveis devido a diversos fatores tais como diferenças de tensões atuantes, condições de umidade interna, duração do calor e propriedades do agregado. Por isso, é difícil qualquer generalização (NEVILLE, 1997). A ABNT NBR 15200:2012 ressalta a necessidade de vistoria em toda e qualquer estrutura afetada por incêndio de maneira à determinar a necessidade de reparos para que esta recupere suas capacidades últimas e de serviço anteriores ao incêndio.

Através de análises visuais, torna-se possível a avaliação preliminar de estruturas danificadas, tanto por incêndios, quanto deterioradas por manifestações patológicas. Conforme Cascudo (1997, p.79), as análises visuais, "visam registrar todas as anomalias presentes nas estruturas para, a partir daí, comparando-se quadros típicos de sintomas, identificar o problema ou os problemas patológicos atuantes".

Utilizam-se os ensaios não destrutivos e semi destrutivos para fundamentar diagnósticos de estruturas danificadas realizadas por inspeções visuais. Entre os mais frequentes, destacam-se a extração de corpos de prova para determinação da resistência à compressão do concreto, ultrassom, esclerometria, potencial de corrosão, carbonatação e teor de cloretos, entre outros (TUTIKIAN; PACHECO, 2013).

O estudo tem como objetivo efetuar uma análise da necessidade e possibilidade de recuperação de uma grande estrutura de concreto armado, situado ao lado e contínuo ao pavilhão onde ocorreu o foco do incêndio de grande porte e com duração de quatro horas. Para tanto foi realizado um estudo comparativo das manifestações patológicas da estrutura sinistrada e de ensaios não destrutivos e semi destrutivos para determinar eventual variação da resistência à compressão do concreto e orientar a tomada de decisão para a possibilidade de recuperação da estrutura sinistrada com ou sem reforço.

2. ANÁLISE DOS EFEITOS DO AUMENTO DA TEMPERATURA NO CONCRETO ARMADO

Serão analisados os principais efeitos do aumento da temperatura no concreto armado de acordo com o referencial bibliográfico estudado.

2.1 Características do concreto armado

O concreto tem boas características no que diz respeito à resistência ao fogo, pois não é combustível, continua a ter desempenho satisfatório por longo tempo de exposição ao fogo e não expele gases tóxicos. Apresenta critérios importantes de desempenho, tais como capacidade de suporte de carga, resistência à penetração das chamas e resistência à transferência do calor, quando usado como proteção da armadura (NEVILLE, 1997; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Do ponto de vista de proteção, quando a estrutura é exposta ao fogo, a temperatura do concreto não se elevará até que toda a água evaporável tenha sido removida, sendo necessário um considerável calor para a conversão de água em vapor. (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

2.2 Efeitos no concreto de resistência convencional e concreto de alta resistência

Conforme Neville (1997), de modo geral, a resistência e o módulo de elasticidade variam da mesma forma sob o aumento da temperatura, mas dependem do agregado usado e é difícil uma generalização. A perda de resistência é menor quando o agregado não contém sílica, como calcários e rochas ígneas, como basalto e outros. O concreto com baixa condutividade térmica tem melhor resistência ao fogo, de modo que concretos leves resistem mais do que concretos comuns, sendo observada resistência residual de pelo menos 50% depois de exposição a 600ºC. Por outro lado, os estudos com concretos de alta resistência indicam perda de resistência maior do que concreto de resistência comum. Ou seja, concretos com mistura mais pobre parecem sofrer uma perda de resistência menor do que as mais ricas.

Segundo Silva Filho (2004), a justificativa para este comportamento se encontra no acréscimo de pressão que ocorre nos poros do concreto, decorrente da evaporação da água presente na matriz cimentícia, associada às tensões geradas pelos gradientes de deformação térmica. Além disso, salienta que as alterações não se restringem a fenômenos responsáveis pelas características do concreto endurecido. O efeito combinado pode causar perdas significativas da capacidade portante das estruturas de concreto.

Nessa mesma linha, a *FIB* nº 38 (2007) e Pignatta Silva (2012) entendem que o *"spalling"* em concretos com resistência convencional (fck<50 MPa), tem ocorrência aleatória e decorre, principalmente, do comportamento diferencial a altas temperaturas dos materiais componentes do concreto e da pressão interna da água ao evaporar-se, e buscar soluções para evitar é antieconômico. Já nos concretos de alta resistência, a causa preponderante é a pressão interna do vapor d'água e nesse pode ocorrer o *"spalling"* explosivo devido à dificuldade de percolação da água.

Por outro lado, concretos bem projetados e com traço adequado podem ser considerados resistentes ao fogo, suportando temperaturas de até 600ºC sem afetar suas propriedades (*FIB* nº 38, 2007). Com o mesmo entendimento, Britez *et al.* (2012) e a *FIB* nº 46 (2008) afirmam que, apesar do avanço mundial na área de pesquisa do concreto de alta resistência em situação de incêndio, ainda persiste a ideia de que esse material pode apresentar comportamento desfavorável.

Britez et al. (2012) ressaltam que diversos estudos já contestaram esse fato, afirmando que os fatores fundamentais para uma correta avaliação do desempenho frente ao fogo são a geometria e o tamanho da seção transversal, além da taxa e configuração da armadura, principalmente quanto ao "*spalling*" tipo explosivo.

2.3 Efeitos das altas temperaturas na pasta, no agregado e no concreto.

Segundo Mehta & Monteiro (2008), a pasta de cimento Portland perde rapidamente água livre, capilar e adsorvida durante os incêndios, por desidratação devido ao aumento das temperaturas. Parte da água interlamelar do C-S-H se perde até 300ºC. Por volta de 500ºC ocorre a decomposição do hidróxido de cálcio com nova desidratação. Porém, são necessários 900ºC para que ocorra a decomposição completa do C-S-H.

Já Neville (1997), destaca que, com elevação da temperatura até 400ºC, ocorre a desidratação do concreto e a consequente decomposição do hidróxido de cálcio, resultando cal. Contudo, com o combate ao incêndio ocorre a ruptura do concreto devido a reidratação do concreto pela água de resfriamento. Além disso, ressalta que a aplicação de água em incêndio equivale a resfriamento brusco, fato que provoca uma grande redução de resistência face os intensos gradientes de temperatura originados no concreto. A ABNT NBR 15200:2012 afirma que o primeiro dano à estruturas de concreto armado expostas ao incêndio é a diminuição da resistência do concreto

Além do módulo de elasticidade, a *FIB* nº 46 (2008) relata que a resistência à compressão e à tração também são afetadas. No caso da compressão, esta é afetada principalmente no caso de agregados graúdos convencionais, com a relação água/cimento, tipo de cimento e resistência à temperatura ambiente, tendo pouca influência no resultado final. Já a resistência à tração diminui mais rapidamente. Conforme Pignatta Silva (2012), reconhece-se que a capacidade resistente do concreto, do aço, das estruturas mistas, etc., em situação de incêndio, é reduzida, em vista da degeneração das propriedades mecânicas dos materiais ou da redução da área resistente.

A porosidade e a mineralogia do agregado exercem importante influência sobre o comportamento do concreto quando exposto às altas temperaturas de um incêndio e, dependendo de alguns fatores do concreto, os agregados porosos podem ser suscetíveis à

expansão destrutivas do tipo pipocamento (*pop out)*. A mineralogia do agregado determina as expansões térmicas diferenciais entre o agregado e sua interface com a pasta de cimento. (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

O boletim nº 38 da *FIB* (2007) indica que os principais parâmetros a serem analisados para avaliação da estrutura que foi exposta a um incêndio são a taxa de aquecimento da estrutura, que influencia o aumento da temperatura e os gradientes da pressão nos poros e na umidade da estrutura; a temperatura máxima atingida, que afeta as características físico-químicas do concreto; a duração do incêndio, que influencia a evolução da temperatura no interior da peça exposta e o regime de resfriamento.

Britez *et al.* (2011) destacam que existem vários estudos que devem ser analisados com cuidado, pois foram elaborados com agregados de aspectos litológicos de outros países, geralmente silicosos e calcários, sendo que prepondera no Brasil o uso de agregado basáltico. Além disso, ressalta que os ensaios de estrutura submetidos a incêndio deveriam ser realizados em amostras com idade de, no mínimo, um ano e que apresentem maturidade, teor de umidade e grau de hidratação, compatíveis com as estruturas em uso.

2.4 Efeito das altas temperaturas no aço do concreto armado

Durante um incêndio ocorrem elevados gradientes de temperatura e, por isso, as camadas superficiais, mais quentes, tendem a descamar das camadas internas, mais frias. A fissuração é mais intensa nas juntas, nas regiões que foram mal adensadas ou nos planos das barras da armadura, que depois de exposta, a armadura esquenta e passa a conduzir o calor, acelerando o efeito da temperatura (NEVILLE, 1997). A ABNT NBR 15200:2012 afirma que aços passivados tem seu módulo de elasticidade reduzido quando expostos ao fogo e atingem temperaturas acima de 400ºC.

Em caso de incêndio, o calor se propaga mais rápido ao longo da armadura e o aço se dilata mais que o concreto. As barras flambam e comprimem a zona de aderência aço-concreto oprimindo a interface e, por isso, ocorre a perda da aderência e ancoragem das armaduras existentes nas estruturas de concreto armado quando submetidas às altas temperaturas de incêndio. Também, ressalta-se que a perda de aderência, independente do diâmetro das barras, é muito maior em concretos resfriados com água dos bombeiros, comparativamente quando resfriados naturalmente (COSTA, 2002).

Em caso de recuperação e aproveitamento da estrutura remanescente, deve ser observada a adequação da estrutura de concreto à ABNT NBR 15200:2012, que no item 4.7 e demais, prevê que a estrutura só pode ser reutilizada após um incêndio se for vistoriada, tiver sua capacidade remanescente verificada e sua recuperação for projetada e executada, pressupondo que a estrutura volte a ter as características que apresentava antes do incêndio. Da mesma

forma, o item 5 da referida norma descreve as propriedades dos materiais em situação de incêndio e afirma que a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva, bem como seu módulo de elasticidade, decresce com o aumento da temperatura.

3. A ESTRUTURA ESTUDADA

Para desenvolver este artigo foi vistoriada parte da estrutura de um parque de exposições, composto por pavilhões justapostos, com área de 36 mil metros quadrados que sofreu incêndio de grande porte, provocou a perda total do pavilhão "A" e danificou a face externa da estrutura de concreto armado do pavilhão "B".

De modo geral, a parede externa do pavilhão "B" foi afetada pelo incêndio, seja de forma leve com a queima da camada superficial do revestimento, da tinta de pintura da estrutura, com deposição e aderência de fuligem espessa, seja de forma mais profunda com o destacamento da camada de revestimento argamassado e, em alguns locais, com lascamentos do concreto dos pilares e vigas externas expondo a armadura.

O sinistro de incêndio ocorreu em 05 de junho de 2013, com inicio às 01h30m e término às 05h30m. O levantamento de informações ocorreu durante o mês de julho de 2013, quando ocorreram as vistorias da estrutura danificada e o levantamento das manifestações patológicas e dos problemas construtivos. Ressalta-se que o prazo para a conclusão dos estudos e da recuperação da estrutura do pavilhão "B" e a reconstrução do pavilhão "A" era de apenas 45 dias, pois havia a previsão da abertura de uma feira latino-americana, fato que limitou os estudos e ensaios.

Para analisar as condições do concreto armado e concluir a necessidade ou não de efetuar reparos ou reforços emergenciais, foi removida a totalidade do revestimento argamassado dos pilares e da viga superior de entrepiso do pavilhão. Todos os detalhes indicativos de defeitos e falhas construtivas foram fotografados para manter o registro mais detalhado possível.

De inicio, foi efetuada uma revisão detalhada das condições da estrutura de concreto armado, especificamente nos 20 pilares e nos 19 vãos de vigas com 95m de comprimento, observando a qualidade de concretagem, identificando os pontos com problemas construtivos que foram expostos ao calor do incêndio e analisando a presença de manifestações patológicas na estrutura de concreto, pois o calor e as chamas de incêndio potencializam estes problemas.

Por outro lado, foram realizados os ensaios tecnológicos na estrutura de concreto necessários para verificar o comprometimento da resistência do concreto nos pilares e na viga. Calculou-se a resistência média dos pilares extremos (2 e 19), cujo valor de 45 MPa foi adotado como referência dos pilares, pois o incêndio, na parte baixa dos pilares, não foi tão intenso nas extremidades. Calculou-se a resistência média das vigas (V14 até V19) cujo valor de 40,8

MPa, que foi adotado como referência, tendo em vista que o incêndio não foi tão intenso nestas vigas. Ressalta-se que os efeitos da elevada temperatura no aço da estrutura não foi objeto desse estudo.

Na sequência, foram realizadas análises comparativas da presença de manifestações patológicas com os resultados das resistências à compressão dos elementos estruturais analisados. Por fim, encaminhou-se o projeto de recuperação e acompanhou-se a execução da recuperação da estrutural nos locais onde o concreto apresentava comprometimento excessivo em sua resistência à compressão ou nos pontos em que as manifestações patológicas comprometeram a segurança e estabilidade.

4. DISCUSSÃO E RESULTADOS

4.1 Análise visual das manifestações patológicas existentes nos elementos estruturais

A vistoria realizada logo após o incêndio comprovou a ocorrência de chamas diretas e intenso calor na estrutura de concreto e na estrutura metálica da cobertura a ponto de deformar duas das tesouras metálicas mais próximas do foco do incêndio na cobertura, indicando com isso, que o calor foi de no mínimo 500ºC, pela perda de resistência provocando deformações excessivas (PANNONI, 2011).

A inspeção comprovou que algumas partes da estrutura de concreto sofreram danos do tipo destacamento e queda do revestimento argamassado dos pilares e vigas. Destaca-se que o revestimento argamassado é uma proteção, inclusive térmica, para a estrutura de concreto. Também ocorreram *"spalling"* de partes do concreto, desprotegendo e expondo a armadura ao calor intenso, conforme mostrado na Figura 1.



Figura 1: Spalling no pilar. Fonte: Autor (2013)

Na vistoria, observou-se a ocorrência de inúmeros pontos com ninhos de concretagem e segregação do concreto que provocaram a diminuição da resistência da estrutura, indicativo de falta de fiscalização e atenção durante a concretagem, adensamento e cura do concreto.

Constatou-se ocorrência de cobrimento insuficiente e posição inadequada da armadura, prejudicando de sobremaneira o comportamento da estrutura e comprometendo a segurança. A Figura 2 demonstra que a estrutura não teve a devida atenção quanto ao posicionamento da armadura e respeito ao cobrimento mínimo.A construção data de 1969, sendo anterior à ABNT NBR 15200.



Figura 2: Cobrimento insuficiente e posição inadequada da armadura. Fonte: Autor (2013)

Observou-se a ocorrência de juntas de concretagem inadequadas em diversas vigas. As juntas não foram tratadas e não tiveram a devida atenção, fissurando a estrutura. Constatou-se a ocorrência de inúmeros pontos com corrosão da armadura, comprometendo o desempenho estrutural e sua segurança. A corrosão se mostrou presente em quase todos os pilares e vigas devido à má qualidade da execução do concreto (segregado) e com inobservância do posicionamento da armadura, gerando cobrimentos insuficientes, facilitando o início do processo de corrosão, conforme demonstrado na Figura 3.



Figura 3: Corrosão da armadura e concreto segregado. Fonte: Autor (2013)

Verificou-se que o revestimento argamassado destacou ou fissurou em muitos pilares e vigas. Por consequência, expos ao calor do incêndio, mesmo que parcialmente, a armadura em diversos locais dos pilares, e na viga externa de fechamento do pavilhão.

De forma geral, verificou-se que vários pilares e vigas apresentaram sérias deficiências construtivas. Verificaram-se falhas de concretagem, com muitos pontos de armadura exposta ou com processo de corrosão instalado nos vergalhões, diminuição acentuada de seção dos estribos e, também, com espessura de cobrimento insuficiente e inferior a 0,5 cm em determinados locais. Inúmeros pontos com grandes ninhos de concretagem e pontos com segregação e fissuração interna do concreto foram verificados, comprovado pela passagem de água por dentro do concreto durante a extração de corpos de prova.

Destaca-se que os danos na estrutura de concreto do pavilhão estudado não foram maiores porque o concreto apresentava baixa qualidade técnica, com muitas fissuras internas, falhas, ninhos de concretagem e segregação do concreto, que provocaram muitos vazios internos (poros), que não permitem que a poro-pressão fosse muito elevada, fato que causaria "*pop outs*" ou maior quantidade de "*spalling*".

Portanto, constatou-se a presença das seguintes manifestações patológicas nos pilares e vigas:

- destacamento do revestimento argamassado em diversos pilares, expondo o concreto às altas temperaturas;
- armadura exposta nas vigas e pilares que foram submetidas às altas temperaturas;
- ninhos de concretagem intensos nos pilares e nas vigas;
- porosidade e ocorrência de segregação nos pilares;
- corrosão de armadura nas vigas e pilares.

4.2 Ensaios não destrutivos e ensaios semi destrutivos realizados na estrutura do concreto armado

Foram propostos ensaios não destrutivos e semi destrutivos em função da situação da estrutura estudada e a disponibilidade de tempo e recursos. Os mesmos foram realizados pelo ITT Performance da Unisinos. Os ensaios especificados foram:

- esclerometria: permite avaliar, comparativamente, dados da dureza superficial do concreto e sua homogeneidade;
- pacometria: permite localizar a armadura para evitar o corte durante a realização dos demais ensaios e para indicar o local para a retirada dos testemunhos, além de conhecer cobrimentos e número de barras de aço;
- Extração de corpos de prova: não é propriamente um ensaio, mas é a coleta de amostras para análise em laboratório e permite a inspeção visual interna do concreto;

- compressão axial do concreto: ensaio realizado nos corpos de prova extraídos do concreto e permite caracterizar e verificar a homogeneidade do elemento;

Em função do tempo disponível de 45 dias para realizar todos os estudos e a recuperação e/ou demolição da estrutura, e a expectativa de vida útil remancente do pavilhão de 3 a 5 anos, optou-se por não realizar os ensaios de ultrasson, carbonatação, pososidade e resistividade elétrica. A Figura 4 apresenta a planta baixa do local estudado, indicando os pilares internos e externos onde foram realizados os ensaios.

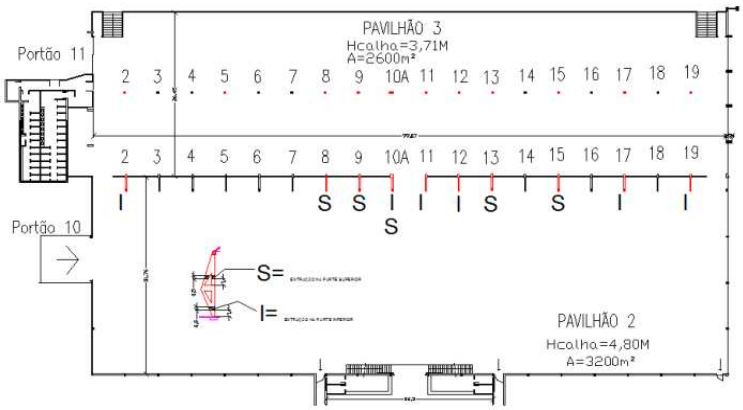

Figura 4: Planta baixa da estrutura indicando os 20 pilares internos e externos. Fonte – ITT Performance (2013)

Primeiramente, foi realizado o ensaio de esclerometria, conforme a ABNT NBR 7584:2012, para a determinação da dureza superficial do concreto e orientar a escolha dos pilares que devem ser exemplares para a retirada de corpos de prova. Na sequência, o ensaio de pacometria, conforme BS1881-204:1978, para a determinação da posição da armadura dentro dos pilares e vigas e evitar o corte durante a extração dos corpos de prova.

Por fim, foi realizada a extração de corpos de prova da estrutura, conforme a NBR 7680:2007, para o posterior ensaio para determinação da resistência à compressão axial do concreto, conforme a NBR 5739: 2007, dos pilares e vigas.

Foram realizados levantamentos da dureza superficial de diversos pilares internos e íntegros para balizarem o comparativo com os exemplares externos, que foram atingidos pelas chamas. No entanto, os ensaios não destrutivos de esclerometria não se mostraram coerentes e não foram explicativos, pois os locais escolhidos como balizadores (11 pilares) apresentaram valor médio menor que a média dos locais analisados (13 pilares), que sofreram a ação das altas temperaturas, havendo pontos acima e abaixo da média, não sendo conclusivos. Este comportamento pode ser explicado pela carbonatação superficial dos pontos balizadores em local com maior incidência de gás carbônico (garagem).

Os ensaios de resistência à compressão foram realizados nos pilares íntegros e nos pilares atingidos pelas chamas e posteriormente nas vigas. Foram extraídas amostras nos pilares-tirantes em duas alturas. Na parte inferior, a cerca de 1,50 m do piso e a 4,30 m do piso nas vigas. Os valores obtidos foram corrigidos de acordo com o ACI 214.4R-10 (2010).

Os resultados foram processados separadamente para se efetuar o comparativo entre os pilares, em função do calor do incêndio x altura. O estudo concentrou-se nas amostras obtidas nos pilares a 1,50 m e vigas a 4,30 m de altura.

4.2.1 Análise da parte inferior dos pilares (1,50 m acima do piso)

Realizada a comparação das resistências, observou-se a diminuição da resistência à compressão do concreto em direção à região central do pavilhão. Este fato coincide com a região indicada como foco do incêndio pilares 11-12-13 (vide Tabela 1).

Em seis pilares ocorreu a diminuição da resistência entre 37% e 50% (pilares 4 – 5 – 11 – 12 – 14 - 15) e em cinco a diminuição foi entre 18% e 30% (pilares 7 – 8 – 13 – 16 - 17), conforme mostrado na Figura 5. Em alguns pilares a diminuição foi menor, mesmo entre dois pilares bem prejudicados, e esse fato se explica porque o cenário era de feira de vestuário, com muitos estandes e anteparos que funcionaram como barreiras à propagação do calor.

Tabela 1: Relatório de resistência à compressão de corpos de prova dos pilares - Fonte – ITT – Unisinos (2013)

Pilares	Altura(cm)	Diâmetro(cm)	Carga(kN)	Tensão(MPa)	Tensão Corrigida	% perda
Pilar 2	14,7	7,3	152,20	36,40	46,48	Referência
Pilar 4	14,6	7,3	80,70	19,30	24,65	-46,54%
Pilar 5	14,6	7,3	77,70	18,60	23,75	-48,48%
Pilar 7	14,6	7,3	119,60	28,60	36,52	-20,78%
Pilar 8	14,6	7,3	106,50	25,40	32,44	-29,64%
Pilar 10	14,4	7,2	43,80	10,80	13,79	Descartado
Pilar 11	14,5	7,2	78,80	19,40	24,77	-46,26%
Pilar 12	14,5	7,2	91,90	22,60	28,86	-37,91%
Pilar 13	14,6	7,3	117,80	28,10	35,88	-22,16%
Pilar 14	14,6	7,3	75,60	18,10	23,11	-49,86%
Pilar 15	14,6	7,3	83,90	20,00	25,54	-44,60%
Pilar 16	14,6	7,3	123,50	29,50	37,67	-18,28%
Pilar 17	14,6	7,3	113,70	27,20	34,73	-24,65%
Pilar 19	14,6	7,3	151,20	36,10	46,10	Referência

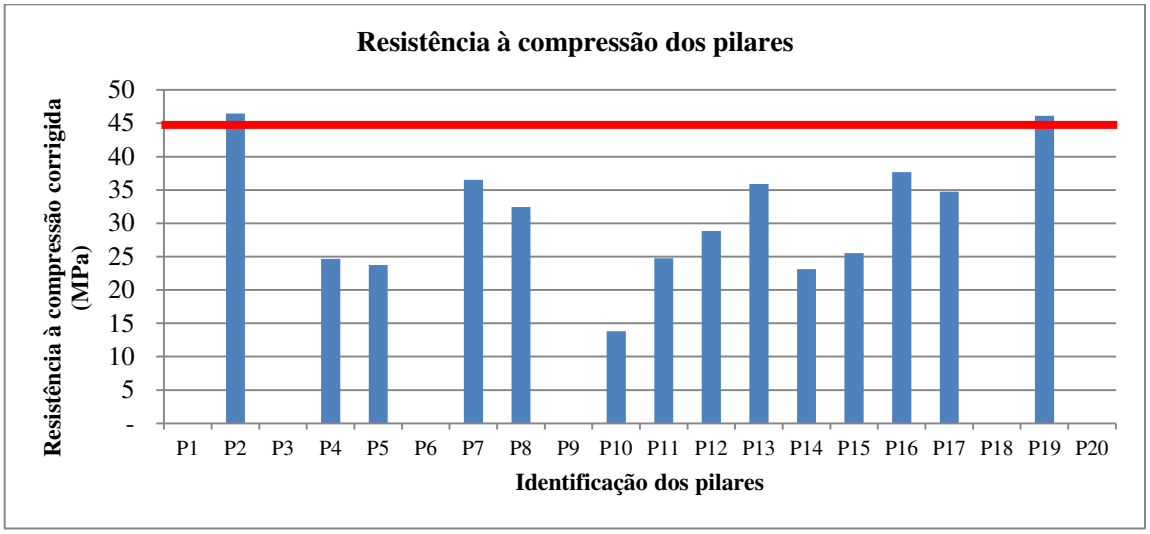

Figura 5: Tensões corrigidas dos pilares - Fonte – ITT- Unisinos (2013)

Face à grande diminuição da resistência à compressão dos pilares centrais, exposição da armadura diretamente ao calor do incêndio e à pré-existência de muitos defeitos construtivos, concluiu-se que deveria ser executada a recuperação emergencial de sete pilares, sendo quatro reforçados e três demolidos. Outros sete pilares foram reforçados na segunda fase dos trabalhos, pois apresentaram diminuição acentuada de resistência à compressão e grau médio de comprometimento pelas manifestações patológicas. Os demais cinco pilares foram reparados, pois não apresentaram grande diminuição de resistência e apresentam grau baixo de comprometimento pelas manifestações patológicas.

Ressalta-se que a construção do pavilhão data de 1969 e durante 44 anos permaneceu estável e sem maior comprometimento aparente na estrutura, mesmo com os danos relatados neste trabalho, tendo em vista a robustez da estrutura e o excesso de cimento utilizado na produção do concreto, que atingiu em algumas amostras 50 MPa.

4.2.2 Análise das vigas externas na parte superior dos pilares a 4,30 m acima do piso

Foi realizada a comparação das resistências nas vigas e os resultados indicaram que ocorreu a diminuição da resistência à compressão do concreto do início do pavilhão em direção à região central do pavilhão, fato que coincide com a região indicada como foco do incêndio, conforme mostrado na Tabela 2.

Tabela 2 –Resistência à compressão de corpos de prova das vigas - Fonte – ITT – Unisinos (2013)

Viga entre Pilares	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tensão corrigida	% Perda
V1- P1 e P2	10,20	5,10	43,30	21,00	25,54	-37,42
V2- P2 e P3	10,20	5,10	40,10	19,60	23,83	-41,60
V3- P3 e P4	10,20	5,10	32,30	15,60	18,97	-53,37
V4- P4 e P5	10,30	5,15	40,00	19,20	23,35	-57,18
V5- P5 e P6	10,20	5,10	30,00	14,60	17,75	-56,32
V6- P6 e P7	10,30	5,15	33,30	16,10	19,58	-51,90
V7- P7 e P8	10,20	5,10	44,00	21,50	26,14	-35,95
V8- P8 e P9	10,30	5,15	53,60	25,70	31,25	-23,19
V9- P9 e P10	10,30	5,15	38,60	18,50	22,50	-44,79
V10- P10 e P11	10,10	5,05	29,60	14,80	18,00	-55,83
V11- P11 e P12	10,40	5,20	23,20	10,90	13,25	-67,36
V12- P12 e P12	10,20	5,10	41,00	19,80	24,08	-40,86
V13- P13 e P14	10,10	5,05	29,50	14,70	17,88	-56,07
V14- P14 e P15	10,40	5,20	69,70	32,80	39,88	referência
V15- P15 e P16	10,10	5,05	72,40	36,10	43,90	referência
V16- P16 e P17	10,30	5,15	76,20	36,60	44,51	referência
V17- P17 e P18	10,30	5,15	78,50	37,70	45,84	referência
V18- P18 e P19	10,30	5,15	59,20	28,40	34,53	referência
V19- P19 e P20	10,30	5,15	61,10	29,20	35,51	referência

Desta forma, em 7 vãos da viga (V3, V4, V5, V6, V10, V11 e V13) a diminuição de resistência foi entre 51,90% e 67,36%. Em 5 vãos da viga (V1, V2, V7, V9 e V12) a diminuição de resistência foi entre 35,95% e 44,79% e na V8 a diminuição foi de 23,19%, conforme mostrado na Figura 6.

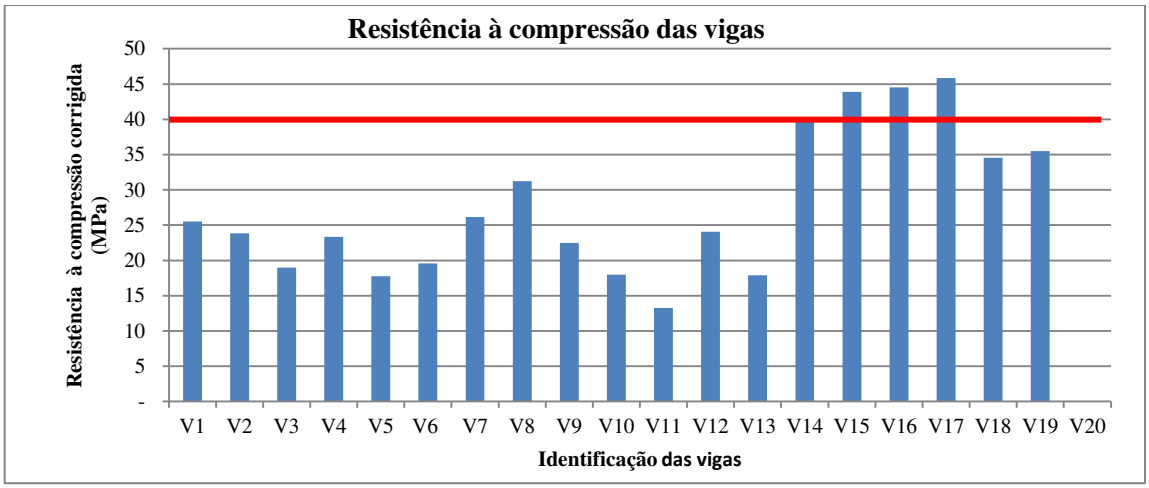

Figura 6: Tensões corrigidas das vigas - Fonte – ITT- Unisinos (2013)

Face à diminuição da resistência à compressão das vigas e da exposição da armadura diretamente às chamas durante o incêndio e à pré-existência de defeitos construtivos, associada à esbeltez da viga (10cm a 12cm), concluiu-se que deve ser executada a recuperação com reforço em toda a extensão das vigas, com 95m de comprimento, para manter a uniformidade do reparo.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados dos ensaios semi destrutivos indicaram que a estrutura de concreto armado sofreu dano pelo incêndio, pois o calor intenso provocado pelas chamas alterou as condições estruturais dos componentes do concreto e reduziu sua resistência à compressão na maior parte dos pontos analisados, sendo possível estimar o nível atual de resistência à compressão e o percentual de perda de resistência mecânica nos elementos estruturais analisados, indicando o nível de segurança da estrutura.

No entanto, com a vistoria realizada, foi possível concluir que a estrutura de concreto armado analisada apresentava manifestações patológicas do tipo armadura exposta, ninhos e falhas de concretagem, segregação do concreto e falta de cobrimento da armadura, além de pontos com elevado índice de corrosão da armadura, que comprometiam sua segurança e podiam mascarar os resultados dos ensaios tecnológicos que determinaram a resistência à compressão do concreto.

Por isso, os resultados dos ensaios devem ser analisados de forma relativa e não absoluta. A qualidade heterogênea do concreto produzida no local em 1969, por si só já determinariam o reparo da estrutura. Desta forma, para efetuar a recuperação da estrutura, foram analisados para cada elemento (pilar e viga) os resultados dos ensaios semi destrutivos juntamente com a análise das manifestações patológicas da estrutura de concreto armado.

Para a recuperação, foram observados os preceitos das ABNT NBR 6118:2007, ABNT NBR 15200:2012 e ABNT NBR 14432:2001, pois ficou comprovado que o incêndio contribuiu na diminuição da resistência do concreto de parte da estrutura que foi exposta ao calor do incêndio, sem, no entanto, ser o fator decisivo para a tomada de decisão.

O estudo permite concluir a importância da realização dos ensaios semi destrutivos em conjunto com a análise das manifestações patológicas pré-existentes para a tomada de decisão de quais os pilares e vigas deveriam ser reparados, reforçados e demolidos. Por fim, destaca-se que todos os serviços de recuperação devem ser precedidos de uma análise dos danos provocados e a realização de ensaios tecnológicos previamente à contratação de projeto estrutural específico para a recuperação.

6. REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI. **214.4R-10 Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results**: reported by ACI Committee 214. 2010. p.17

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNCIAS. **NBR 5739:** Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007. 9p.

_____, **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221p.

_____ ,**NBR 7680:** concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto. Rio de Janeiro, 2007. 12p.

_____, **NBR 7584:** Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 2012. 9p.

_____, **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

_____, **NBR 15200:** Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio-Procedimento. Rio de Janeiro, 2012.

AZEVEDO, M.T., **Patologia das estruturas de concreto**. In: ISAIA, G. C. **Concreto**: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 2, p.1095-1128.

BRITEZ, C.; COSTA, C.N., **Ações do fogo nas estruturas de concreto**. In: ISAIA, G. C. **Concreto**: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 2, p.1029-1068.

BRITEZ, C.; HELENE, P.; BILESKY, P.; BERTO, A.; **Avaliação experimental do concreto armado de alta resistência submetido a elevadas temperaturas**. In: Concreto & Construções. IBRACON. n. 67. 2012

BRITEZ, C.; HELENE, P.; BUENO, S.; PACHECO, J.; **Estanqueidade de lajes de subpressão**. Caso MIS-RJ. In: 55º Congresso brasileiro do concreto. CBC2013 – 55CBC 1, IBRACON, 2013.

BRITISH STANDARD – BS. 1881-204: Testing concrete: Recommendations on the use of electromagnetic covermeters, Londres, 1988.

CASCUDO, O. O controle da corrosão de armaduras em concreto: Inspeção e técnicas eletroquímicas. Goiânia: UFG; São Paulo: PINI, 1997.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. 2002, Anais. Brasília.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN – FIB. **Buletin nº 38 – Fire design of concrete structures – materials, structures and modeling.** Alemanha: Sprint-Digital-Druck, 2007.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN – FIB. **Buletin nº 46 – Fire design of concrete structures – Structural behaviour and assessment.** Alemanha: Sprint-Digital-Druck, 2008.

HELENE, P. R. L. **Manual para reparo, reforço, e proteção de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1992.

HELENE, P; MEDEIROS, P. H. F. Durabilidade e proteção do concreto armado. **Téchne**, São Paulo, ano 18, n. 151, p.50-54, 2009.

ITT PERFORMANCE – Unisinos; Laudo Fenac – **Avaliação da resistência à compressão da estrutura após incêndio**. 2013.

MEDEIROS, P. H. F.; ANDRADE, J. J. O.; HELENE, P. **Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto**. In: ISAIA, G. C. **Concreto**: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 1, p. 773-808.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J .M. **Concreto, microestrutura, propriedades e materiais.** 1ª ed. São Paulo: IBRACON. 2008.

NEVILLE, A. M. – **Propriedades do Concreto.** Trad. De Salvador E. Giammusso. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1997.

PANNONI, F. B. **Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêncio**. [S.l.]: GERDAU, 2011.

SILVA, V.P., **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, conforme a ABNT NBR 15200:2012.** São Paulo: Blucher, 2012.

TUTIKIAN, B. F.; PACHECO, M. **Inspeção, diagnóstico e prognóstico na construção civil**. **Boletim Técnico 01, Coletânea Alconpat Internacional**. 2013.