

REABILITAÇÃO ESTRUTURAL DO PRÉDIO DO AEROPORTO SANTOS DUMONT APÓS DANOS CAUSADOS POR INCÊNDIO

Ronaldo C. Battista¹, Eduardo M. Batista², Eliane M. L. Carvalho³

RESUMO: Este artigo traz um relato sucinto dos severos danos causados pela intensa e prolongada ação do fogo nas estruturas de concreto armado do edifício terminal de passageiros do aeroporto Santos Dumont, na cidade do Rio de Janeiro.

Diagnósticos dos danos – extensão e comprometimento da estabilidade da estrutura – e análises dos efeitos do fogo sobre a resistência ulterior dos materiais (aço e concreto) são apresentados e discutidos com brevidade. Dos resultados dessas análises e das implicações dos danos foram tomadas medidas emergenciais para estabilizar os componentes mais severamente atingidos. Algumas dessas medidas emergenciais são descritas sumariamente e alguns detalhes dos reforços são ilustrados e justificados tecnicamente. Essas justificativas são feitas à luz do comportamento mecânico das estruturas original e danificada e com base nos resultados obtidos dos ensaios da resistência mecânica de amostras dos materiais retiradas da estrutura.

INTRODUÇÃO

A estrutura de concreto armado do prédio do terminal principal de passageiros do Aeroporto Santos Dumont, no centro da cidade do Rio de Janeiro, foi seriamente danificada por um incêndio iniciado na madrugada de 13 de fevereiro de 1998 que se estendeu por oito horas; vide Figura 1.

O prédio, projetado em 1937 pelos Arquitetos Irmãos Roberto, é um marco arquitetônico da cidade. Sua construção começou em 1938 e, sendo interrompida durante a segunda guerra mundial, foi concluído apenas em 1947, após sofrer várias alterações do projeto arquitetônico. Essas alterações aumentaram as cargas nas fundações que foram reforçadas para suportar tanto a essas quanto a de mais um pavimento e terraços adicionados.

Grande volume de material de decoração altamente combustível e de papéis armazenados nos arquivos dos escritórios situados nos mezaninos e pavimentos superiores mantiveram o incêndio por oito horas. Isso provocou danos acentuados e rupturas locais de alguns componentes estruturais e, no todo, a uma severa degradação da estrutura de concreto armado do prédio do terminal. Os pavimentos superiores tiveram uma área danificada em torno de 2/3 da área construída total, incluindo o pavimento de cobertura, atingindo em torno de 25 mil metros quadrados.

Poucas horas após o incêndio ter sido extinguido pelos bombeiros, uma inspeção da estrutura danificada foi feita por uma equipe composta de engenheiros dos órgãos municipais e da COPPETEC (Fundação Privada, prestadora de Serviços de Consultoria, Estudos e Projetos em Engenharia, associada ao Instituto COPPE da UFRJ). O trabalho de inspeção foi muito dificultado tanto pela grande quantidade de destroços ainda muito quentes (espalhados nos pisos e pendurados no teto) quanto pelas condições de insegurança decorrentes do estado de alguns elementos estruturais, fissurados e rompidos.

Entre outras tarefas, o trabalho realizado pelos engenheiros da COPPETEC, incluíram as seguintes: tomar decisões sobre as medidas emergenciais necessárias para estabilizar os componentes estruturais danificados, definir número e locação para retirada de corpos de provas dos materiais (concreto e aço) para serem ensaiados, especificações dos ensaios, mapeamento e classificação dos danos e também, definir as etapas de demolição das partes estruturais condenadas.

Descrevem-se sucintamente os efeitos da ação do fogo nos principais componentes estruturais de concreto armado. Os resultados obtidos dos ensaios de amostras dos materiais, extraídas dos componentes mais e menos afetados pelo fogo, são resumidos e os efeitos do fogo sobre as resistências dos materiais são analisados. Além disso, faz-se uma descrição sucinta das medidas emergenciais tomadas para estabilizar os componentes mais danificados, e comentados alguns reforços executados.

DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO

O projeto da estrutura original de concreto armado teve a autoria do engenheiro brasileiro Glebe Zaharov, cerca de 1938. O projeto e execução das fundações em estacas de concreto armado ficaram a cargo da firma Estacas Franki Ltda, filial da empresa belga no Brasil.

¹ PhD, MSc, Engenheiro Civil, Professor Titular do Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Consultor da COPPETEC, C. Postal 68560, CEP 21945-970, Rio de Janeiro - RJ, Brasil, e-mail: battista@labest.coc.ufrj.br

² DSc, MSc, Engenheiro Civil, Professor Adjunto do Programa de Engenharia Civil, COPPE/URJ, C. Postal 68560, CEP 21945-970, Rio de Janeiro - RJ, Brasil, e-mail: batista@labest.coc.ufrj.br

³ DSc, MSc, Engenheira Civil, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil, UFF, Rua Passo da Pátria, 156, CEP 45632-079, Niterói, Brasil, e-mail: Eliane@civil.uff.br

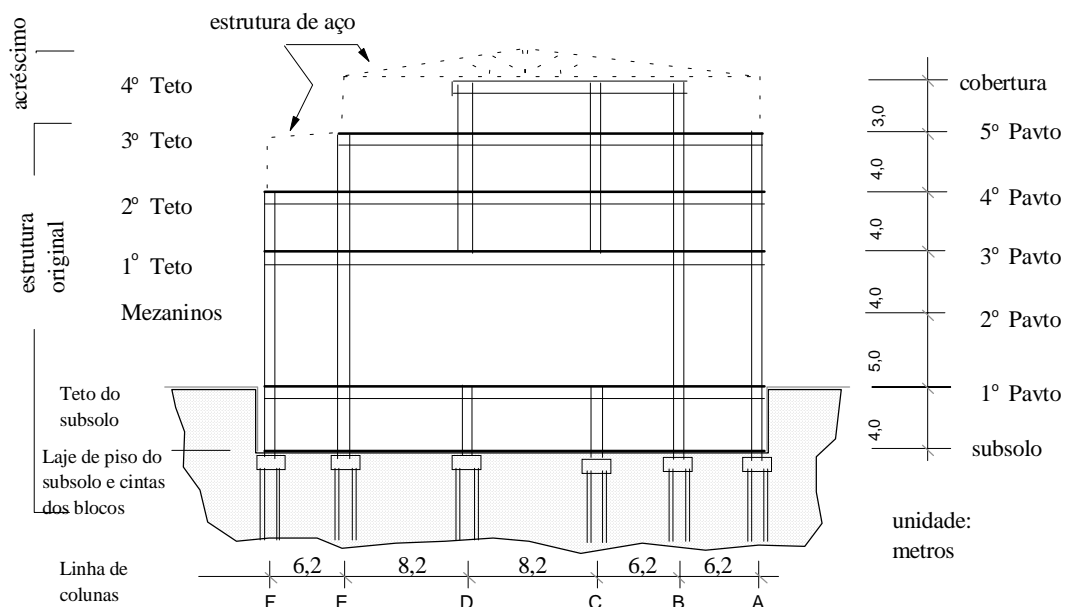


Figura 1a: Corte transversal da estrutura aporticada no setor do saguão principal

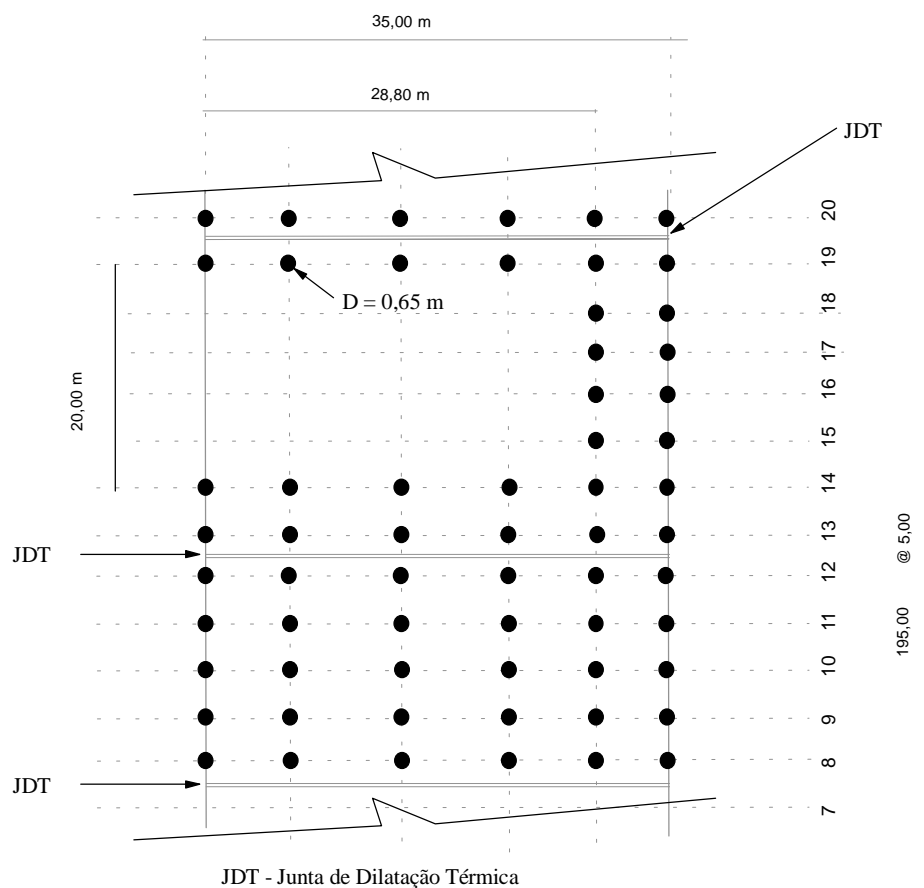


Figura 1b: Corte horizontal no nível do 1º teto estrutural

A estrutura original de concreto armado do prédio do terminal de passageiros do Aeroporto Santos Dumont é, tal como ilustram as Figuras 1 (a,b), constituída por quatro tetos estruturais (o primeiro sendo o teto do subsolo, no nível térreo), mezaninos, laje de piso do subsolo e cintas dos blocos de coroamento das estacas das fundações. Duas nomenclaturas são usadas na Figura 1.a: uma da engenharia estrutural (tetos), outra da arquitetura (pavimentos). A dimensão em planta do edifício é de 35 x 195 m, sendo formado por sete setores independentes, separados por juntas

transversais de dilatação térmica.

Cada um desses sete setores é assim constituído por uma estrutura tridimensional formada por diversos tetos de lajes em grelhas sobre pilares de seção circular. Estes pilares e vigas principais (nas direções transversal e longitudinal do edifício), se interceptando nos eixos desses pilares, formam quadros hiperestáticos nas duas direções, conferindo a cada setor estrutural uma adequada rigidez lateral. Na área projetada do saguão principal, o setor estrutural é esbelto e arrojado para a época da sua construção (1939/44), já que os vãos livres da laje em grelha alcançam 28,80 e 20,0 metros, respectivamente nas direções transversal e longitudinal do prédio. Esta laje em grelha tem uma borda livre e os pilares com seção transversal circular originalmente com $D=0,65$ m alcançam nesta área 8,0 metros de altura. Esta mesma altura livre é também alcançada pelos pilares de idêntica seção circular, onde não existem mezaninos de concreto armado no pavimento térreo. A esbelteza desses pilares é apenas aparente, já que o índice que dá a medida dessa propriedade estrutural é bastante pequeno ($\lambda = L/r < 40$).

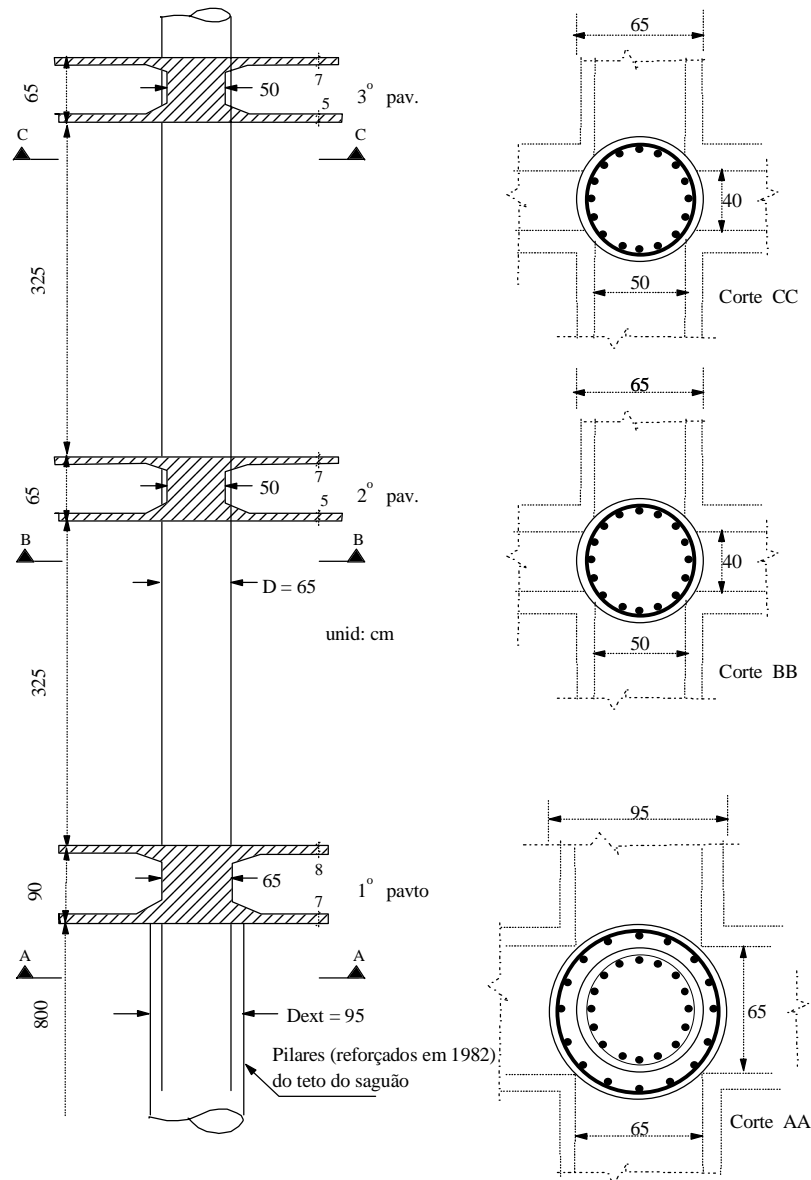


Figura 2: Corte vertical na área do saguão – prumada típica dos pilares e lajes duplas

Com exceção do setor do saguão principal, todos os demais setores têm a mesma modulação com vãos livres entre pilares iguais a 5,0 metros na direção longitudinal do prédio e vãos livres de 6,20 m e 8,20 metros, na direção transversal.

Com exceção do teto do subsolo, estruturado em laje cogumelo com vigas chatas, as estruturas dos demais tetos são em grelha com laje dupla e misuladas numa configuração celular, tal como ilustra a Figura 2. Da grelha do 1º teto na área do saguão principal nascem pilares de apoio dos tetos superiores, na mesma modulação dos demais setores; vide Figura 1.a. Estes pilares de seção transversal quadrada (25 x 25 cm) e retangular (15 x 60 cm), têm a função de repartir as cargas

(de peso próprio e sobrecargas permanentes e acidentais), oriundas dos 2º e 3º tetos, pelas diversas vigas e pilares principais do 1º teto estrutural.

DANOS DEVIDOS AO FOGO

O incêndio começou por volta das 1:30 h na ala esquerda do andar térreo. O fogo aí iniciado se estendeu tanto para os mezaninos – em estruturas de aço – quanto para os três andares superiores. A ação do fogo foi intensa nessas áreas, principalmente nos três andares superiores, onde foi, além de intensa, muito prolongada. O fogo, auxiliado pelo vento, atingiu em pouco tempo (cerca de 4 horas) toda a extensão em área dos andares superiores. A severa ação do fogo nas estruturas desses andares teve tempo total estimado em cerca de 8 horas (fonte de informação: Jornal do Brasil, 14/02/98).

Praticamente tudo – papéis, objetos, equipamentos e máquinas, instalações elétricas, hidráulicas e sanitárias, materiais têxteis e plásticos decorativos de pisos, paredes e tetos, além de vidros de luminárias e janelas – foi destruído e consumido pelas chamas intensas do incêndio nesses andares superiores e mezaninos do andar térreo, na ala esquerda vizinha ao saguão principal.

Nos 3 andares superiores (i.e 3º, 4º e 5º pavimentos; vide Figura 1) a temperatura atingiu valores acima de 900°C, levando à fusão as chapas de vidro de luminárias e janelas e ao amolecimento e retorcimento completo de toda a estrutura metálica (em chapas finas dobradas) de suporte do teto falso, das luminárias e das calhas dos vários dutos de instalações diversas.

O saguão principal, inclusive os dois grandes painéis de parede pintados em 1951, além de toda a ala à direita deste saguão, incluindo térreo e mezaninos, não sofreram a ação direta do fogo, mas não foram poupados dos danos produzidos pelo calor e pela fuligem, sendo também um pouco atingidos pela água usada pelos bombeiros para debelar o incêndio.

Os maiores e mais evidentes efeitos da ação intensa e prolongada do fogo sobre a estrutura de concreto armado, observados já na primeira vistoria técnica logo após o incêndio, foram os seguintes:

- Ruptura evidente e colapso de pilares de seção transversal circular ($D = 65$ cm) dos 2º e 3º tetos estruturais, tal como mostram as Figuras 3.a e 3.b. Observam-se nessas figuras as linhas inclinadas ($\approx 45^\circ$) de ruptura do concreto dos pilares, e a redução severa de seção transversal por delaminação e desagregação do concreto, deixando as armaduras a mostra, fora do núcleo resistente.
- Delaminação da massa de concreto dos pilares de seção circular dos 2º e 3º tetos estruturais (i.e. entre os 3º e 4º e entre os 4º e 5º pavimentos; vide Figura 1), sob intensa ação do fogo, com temperaturas em torno de 900°C. As Figuras 4 ilustram esse tipo de dano e o aspecto particular da superfície do concreto, com coloração rosa tal como descrita na bibliografia técnica especializada (CEB/FIP Model Code 90, 1991; Schneider e Nagale, 1987). Esses pilares, com seção transversal circular de diâmetro $D = 65$ cm, sofreram danos que podem ser considerados como relativamente pequenos, se comparados àqueles que os pilares de seção retangular ou quadrada sofreram sob ação da mesma intensidade de fogo ($T \geq 900^\circ$ C) e tempo prolongado de exposição. Nesses pilares circulares a delaminação é mais uniforme - salvo os casos de falhas construtivas tal como vazios de concretagem - e o gradiente térmico é mais acentuado entre a superfície e o núcleo. Modelos teórico-computacionais mostram que para uma temperatura na superfície de 900°C a temperatura no núcleo desses pilares de seção circular não deve ter ultrapassado a 300°C (CEB/FIP Model Code 90, 1991; Schneider e Nagale, 1987). A verdadeira temperatura do núcleo é possivelmente menor do que este valor numérico, em função da proteção extra dada pelas camadas de ar existentes entre as multi-camadas (ou “mil-folhas”) formadas com a delaminação das massas de reboco e concreto de cobrimento das armaduras. Esses pilares de seção transversal circular tiveram então um bom comportamento estrutural, com o núcleo de concreto, ainda resistente, suportando as cargas instaladas sem necessitar do auxílio da já pequena taxa de armadura (em geral em torno de 1,5%).

Um caso interessante dentre os pilares de seção circular em regiões de fogo intenso foi aquele com superfície de acabamento em pastilhas cerâmicas. Estas proporcionaram resistência excepcional à ação do fogo, formando barreira protetora mais eficiente do que no caso dos pilares sem esse tipo de revestimento e retardando o aumento da temperatura no interior do núcleo de concreto.

- Danos severos, com deformações residuais excessivas, delaminações e rupturas das peças mais delgadas, tais como:
 - (i) os painéis em concreto armado das lajes de forro de pequena espessura (≈ 5 cm) os quais nas regiões com maior intensidade de fogo, ficaram excessivamente deformados (“i.e. embarrigados”) e delaminados. Esses painéis de laje inferior (ou de forro) do sistema estrutural de laje dupla existente nos 2º e 3º tetos, protegeram a laje superior (ou de piso) da ação direta do fogo, além das faces laterais das vigas. Uma outra proteção das lajes de piso foi dada, na face superior, pela espessas camadas de contrapiso e enchimento existentes.
 - (ii) os pilaretes de seção quadrada, com comprimento $l = 325$ cm e seção transversal 25×25 cm, dos 2º e 3º tetos na área projetada do saguão principal, que sofreram delaminação explosiva nos estágios iniciais da intensa ação do fogo, levando à severa perda da seção de concreto. Esse dano teve como consequência um

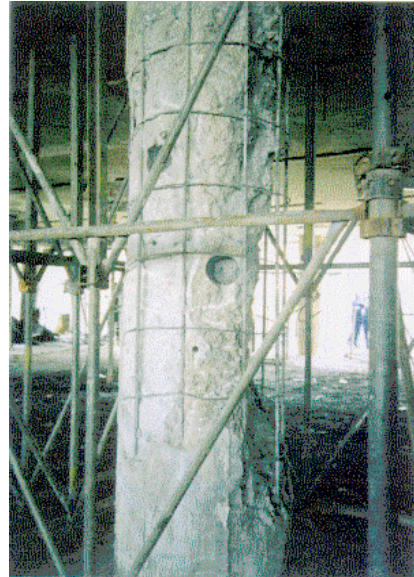
aumento da excentricidade da carga instalada e do efeito de segunda ordem, exacerbado pelo acréscimo da deformação lateral devida à redução do módulo de elasticidade e da resistência do concreto sob temperaturas elevadas.

No 1º pavimento, nenhum dentre os 265 pilares de seção transversal circular ($D = 65 \text{ cm}$) - mesmo os da ala da esquerda do prédio onde foi iniciado o incêndio - apresentou sinais de ruptura do concreto; ficando assim garantida a estabilidade global da estrutura.

A pesar dos severos danos causados pelo fogo a cerca de 50% dos pilares de seção circular dos pavimentos superiores, poucos foram os casos de ruptura. A espessa sobre-camada de argamassa, usada para fixação das placas de mármore aplicada sobre a superfície de concreto desses pilares, serviu como camada protetora. No 3º pavimento, apenas 8 (oito) dentre os 265 pilares de seção circular apresentaram claras e graves configurações de ruptura e/ou severa perda da massa de concreto. Um número ainda menor desses pilares do 4º pavimento apresentou ruptura e/ou perdas similares. Nesses pavimentos muitos outros desses pilares mostravam considerável redução de seção de concreto; devido muito mais às falhas originais de concretagem do que à ação intensa e prolongada do fogo.



(a)



(b)

Figura 3: (a) Ruptura de pilar de concreto armado com seção circular causada pela intensa ação do fogo na estrutura hiperestática. (b) Pilar de seção circular danificado pela ação de fogo intenso. Situação após escoramento e limpeza.

PRIMEIRAS MEDIDAS EMERGENCIAIS

Algumas medidas emergenciais foram tomadas, já no início dos trabalhos no local, tanto para garantir a segurança provisória das estruturas dos 2º e 3º teto, quanto, principalmente, de todo o pessoal envolvido na retirada dos escombros do incêndio, na limpeza das áreas internas e nos serviços de demolição parcial e de recuperação estrutural.

Algumas dessas medidas emergenciais que se mostraram efetivas, foram as seguintes:

- cintamento por meio de fitas de aço, com 30 cm de largura e 5,0 mm de espessura, dos vários pilares rompidos (Figuras 5 e 9);
- escoramentos leves das vigas dos diversos tetos e outros mais robustos dos vários pilares muito danificados;
- retirada de todo o espesso contrapiso existente nos 3º e 4º pavimentos em toda a extensão do prédio, proporcionando alívio de carga permanente, além da exposição da superfície das lajes de piso para a devida inspeção e posterior recuperação;
- retirada dos painéis de laje de forro, entre vigas das grelhas dos tetos, por meio de demolição da massa de concreto e corte das armaduras. A retirada desses painéis dos 2º e 3º tetos, em toda a extensão do prédio, proporcionou alívio substancial da carga de peso próprio;

Outras medidas dizem respeito às demolições de partes que constituíam alterações arquitetônicas e estruturais do prédio original:

- das lajes pré-fabricadas/nervuradas das regiões do 3º teto (5º pavimento).
- da estrutura em concreto armado do 4º teto (ou cobertura do 5º pavimento) e das estruturas metálicas do

telhado.

- dos “brize-soleil” da fachada principal; elementos esbeltos não-estruturais severamente danificados pela ação do fogo.



(a)



(b)

Figura 4: (a) Delaminação e coloração rosácea da superfície do pilar de concreto sob ação de fogo. (b) Delaminação, rupturas e perda de seção do pilar causado pelo fogo intenso.



Figura 5: Cintamento metálico emergencial para estabilização dos pilares rompidos.

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS APÓS INCÊNDIO

Avaliação da Resistência do Aço das Armaduras

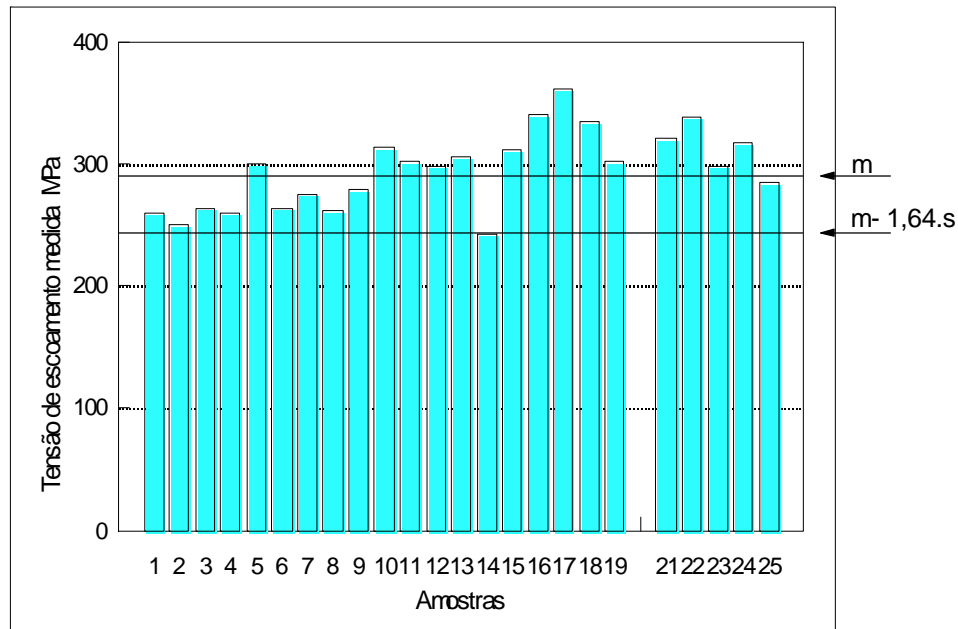
Para a avaliação da resistência do aço que constitui as barras das armaduras principais dos pilares, foram realizados os seguintes procedimentos:

- (i) Ensaios de amostras de aço: foram retiradas cerca de 30 amostras das barras de aço da armadura longitudinal dos pilares, para ensaios de tração. Foi definida a extração de uma amostra por pilar a ser investigado. Esses ensaios serviram para definir as propriedades mecânicas do aço, após sofrer a ação intensa do fogo. Baseado nesses resultados, foi realizada uma avaliação da resistência característica do aço em função da distribuição dos resultados, conforme está apresentado na Figura

6. Obteve-se um valor característico da tensão de escoamento f_{yk} (em todos os ensaios foi identificado patamar de escoamento do aço) igual a 244 MPa, para um quantil de 5% aplicado sobre um total de 25 ensaios de amostras distintas. O valor médio obtido é igual a 295 MPa e o coeficiente de variação igual a 10,5%. O valor medido da deformação residual após a ruptura foi da ordem de 30%, indicando que o aço conservou sua ductilidade. Os ensaios de dobramento indicaram sempre resultados sem fissuração.

- (ii) Análise micro-estrutural do aço: foram encaminhadas para o Laboratório de Microscopia Eletrônica do PEMM da COPPE, amostras de barras longitudinais de 5 pilares, retiradas do mesmo lote de amostras encaminhadas para os ensaios de tração descritos no item anterior. As amostras foram observadas em microscopia ótica na sua seção transversal. A microestrutura constituída de ferrita com perlita é típica, nas proporções apresentadas por estas duas fases, de um aço genericamente classificado como SAE 1015. Uma amostra foi levada ao microscópio eletrônico de varredura onde se procedeu uma análise espectral. Foram ainda realizados ensaios de tração em quatro corpos de prova usinados cilíndricos de seção transversal de 4 mm² e comprimento útil de 20mm, retirados das amostras do aço das armaduras dos pilares. Os ensaios foram realizados em temperatura ambiente, a uma taxa de $3,5 \times 10^{-6}$ /s segundo prescrições normativas. A tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios dos quatro corpos de prova de aço usinados.

Baseado nas análises apresentadas, concluiu-se (mesmo tendo as armaduras atingido temperaturas da ordem de 800°C ou mesmo superiores em algumas regiões do prédio) que o aço permaneceu com propriedades mecânicas compatíveis com as de um aço dúctil, com patamar de escoamento definido. Embora durante o incêndio temperaturas dessa ordem tenham certamente reduzido a resistência e rigidez do aço, o material recuperou suas propriedades mecânicas após resfriamento, por vezes rápido devido à água jogada pelos bombeiros.



Valor médio: $m = 295$ MPa
 Desvio padrão: $s = 31$ MPa
 Coeficiente de variação $s/m = 10,5\%$
 valor característico: $f_{yk} = m - 1,64s = 244$ MPa

Figura 6: Distribuição dos resultados de tensão de escoamento do aço, a partir dos ensaios de tração de barras de aço das armaduras longitudinais de pilares.

Tabela 1: Resultados dos Ensaios de Tração de corpos de prova de aço usinados (seção transversal $A = 2 \text{ mm}^2$ e comprimento $L = 20 \text{ mm}$).

Amostra	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ (%)
P-101	330	414	22,5
P-100	340	404	25,9
P-107	298	368	24,2
P-138	352	372	22,9

Avaliação da Resistência do Concreto

A avaliação da resistência à compressão do concreto, tanto para pilares quanto para vigas, foi realizada através de ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos, preparados a partir de mais de 200 amostras retiradas por carotagem.

As amostras foram extraídas através de broca cilíndrica diamantada com diâmetro de 4" (aproximadamente 10 cm), conforme apresentado nas Figuras 7. No caso das vigas, as amostras foram retiradas da região a meia altura da alma. Nos pilares, procurou-se retirar o maior número de amostras do concreto das regiões onde supostamente houve maior incidência do fogo e aumento de temperatura. As amostras extraídas por carotagem resultaram em geral em um acabamento superficial de boa qualidade. Após extração, as amostras foram levadas para corte em serra circular das extremidades, de modo a se obter corpos de prova nas dimensões padrão, com relação diâmetro : altura igual a 1:2. Para os corpos de prova em que não foi possível respeitar a relação 1:2, resultando em alturas pouco menores do que 2 vezes seu diâmetro, os resultados dos ensaios de compressão foram corrigidos, conforme as recomendações normativas (ASTM C42-90,1990).



(a)



(b)

Figura 7: (a) Extração de amostra cilíndrica de um pilar no saguão principal. Ao fundo o painel de Santos Dumont com pintura danificada pelo calor do incêndio. (b) Detalhe de um corpo de prova cilíndrico extraído por “carotagem”.

A partir dos resultados dos ensaios de compressão, foi realizada a análise da distribuição desses resultados. A Figura 8 apresenta a distribuição dos resultados para o conjunto de corpos de prova originados dos pilares. Na análise dos resultados foram desprezados todos os corpos de prova em que se verificou a presença de barras de aço de armadura principal ou de estribos, tendo em vista que os corpos de prova desse tipo apresentam em geral resultados de resistência à compressão alterados. Os resultados obtidos da análise estatística da resistência à compressão do concreto estão apresentados na tabela 2.

Concluiu-se portanto que a resistência característica f_{ck} do concreto dos pilares devia ser tomada igual a 9,1 MPa, enquanto para as vigas devia-se adotar 9,5 MPa. Esses resultados foram considerados bastantes confiáveis, dada a grande quantidade de amostras retiradas da estrutura do prédio e sua distribuição nas áreas mais afetadas pela ação do fogo.

Tabela 2: Resultados dos ensaios de resistência à compressão dos corpos de prova de concreto extraídos dos pilares e das vigas (valores em MPa).

Conjunto de corpos de prova (CP)	Valor médio (MPa) f_c	Desvio padrão (Mpa) s	Coefficient e de variação s/f_c	Valor característico $f_{ck} = 1,64.s$	Número de corpos de prova (N)
Pilares	17,3	5,0	28,9%	9,1	63
Vigas	17,2	4,7	27,3%	9,5	139
Pilares + vigas	17,3	4,5	26,2%	9,9	202

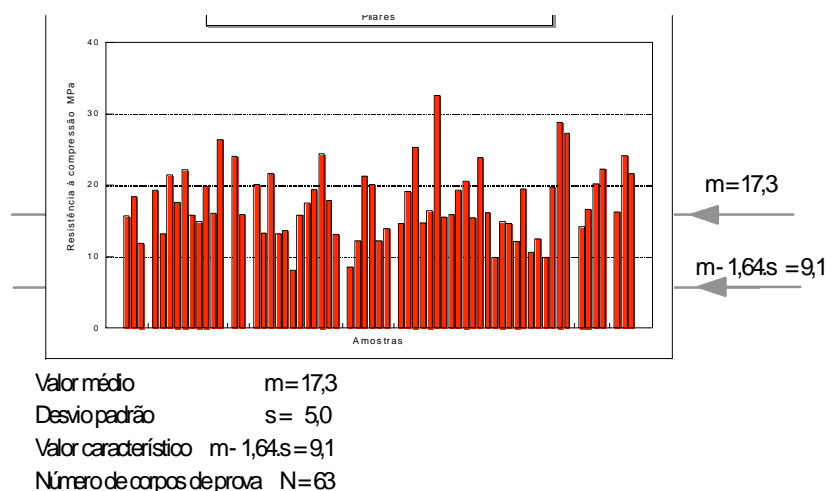


Figura 8: Distribuição dos Resultados dos Ensaios de Compressão em Corpos de Prova Extraídos dos Pilares.

RECUPERAÇÃO E REFORÇOS ESTRUTURAIS

Após execução de todas as medidas emergenciais, aqui descritas na seção 4, foram iniciados os trabalhos de recuperação e reforço estrutural do vários componentes severamente danificados pela exposição prolongada ao fogo intenso.

Os reforços principais foram aqueles executados nos pilares. A Figura 9 ilustra o esquema geral destes reforços e mostra detalhes genéricos das ancoragens típicas e cintamento por estribos dos pilares reforçados por meio de encamisamento executado em concreto armado. As ancoragens das armaduras ao longo da prumada de cada pilar foram de três tipos: passantes através da espessura da laje dupla; ancoragens por groutamento na massa de concreto das vigas principais; ancoragens por solda nas armaduras negativas das vigas principais.

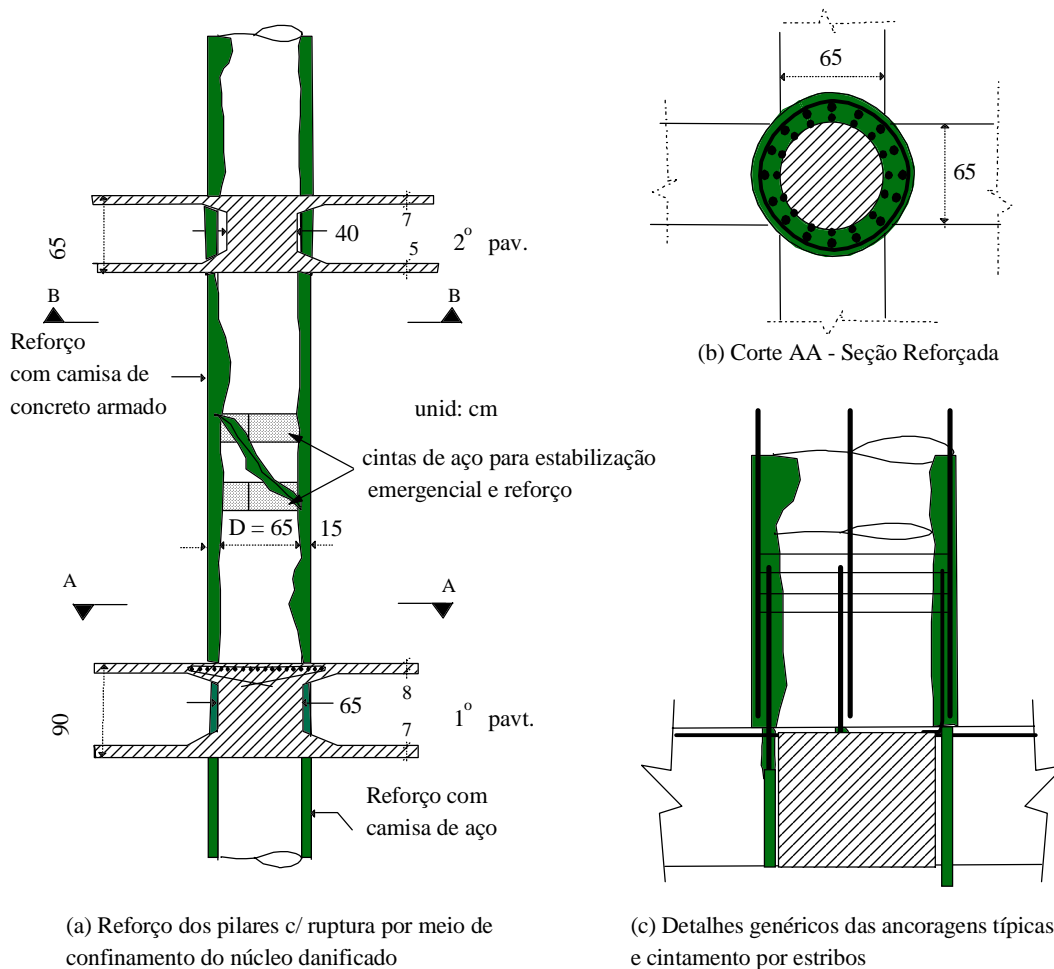


Figura 9: Ilustração de alguns detalhes típicos de reforços emergencial e final dos pilares rompidos pela ação do fogo.

Na ala esquerda do térreo, vizinha ao saguão principal – região dos mezaninos metálicos onde se iniciou o incêndio – os pilares esbeltos, com cerca de 8,0 metros de altura e seção de concreto com $D = 65$ cm, foram reforçados por meio de encamisamento executado com chapas de aço (Figura 9.a).

Maiores detalhes destes e dos demais reforços executados na estrutura – incluindo os reforços especiais dos pilares e da grande laje dupla em grelha do teto do saguão principal – estão descritos nos documentos entregues ao contratante dos nossos serviços de consultoria através da COPPETEC (Battista et al, 1998). Obviamente por falta de espaço, estes detalhes de projeto e execução não podem ser aqui nem descritos nem tampouco ilustrados por meios de desenhos.

REFERÊNCIAS

- ASTM C42-90 (1990). “Standard Test Method for obtaining and testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete”, American Standards for Testing Material.
- Battista, R. C. e Batista, E. M. (1998). “Avaliação dos Estados de Integridade e da Segurança das Estruturas do Prédio do Terminal de Passageiros do Aeroporto Santos Dumont: Vistoria, Avaliação, Reparos e Recuperação com Reforços para Reabilitação Estrutural”; Relatório Técnico COPPETEC ET-150801, Rio de Janeiro, Brasil.
- CEB/FIP Model Code 90 (1991). “Fire Design of Concrete Structures”, Bulletin d’Information n° 208, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland.
- Schneider, U. E Nagale, E. (1987). “Repairability of Fire Damaged Structures Draft Report”, GhK – Gesamthochschule, Kassel Universität, Kassel, Germany.