



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Edifício Wilton Paes de Almeida

Histórico, anamnese, estudos, ensaios e análises da estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1º de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP. Recomendações Técnicas.

Parecer Técnico PhD 324/2019

Autor:

Prof. Paulo Helene

Colaboradores:

Eng. Douglas Couto

Eng. Jéssika Pacheco

Matheus Moreira

ABRIL 2019



Natureza do Trabalho: Parecer Técnico PhD 324 / 2019.

Histórico, anamnese, estudos, ensaios e análises da estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1º de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP. Recomendações Técnicas.

Sumário

1.	INTRODUÇÃO	4
2.	INTERVENIENTES	6
3.	DESCRIÇÃO DO ACONTECIMENTO	7
4.	MANIFESTO do IBRACON	11
5.	ANAMNESE	14
6.	HISTÓRICO	25
7.	SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DA EDIFICAÇÃO	30
8.	PROPRIEDADES do CONCRETO ARMADO	40
9.	ANÁLISE ESTRUTURAL	78
10.	RECOMENDAÇÕES	99
11.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	100

ANEXOS

Anexo I→*Relatório IBRACON sobre o colapso do Ed. Wilton Paes de Almeida, datado de 13 de agosto de 2018, Rev. 01.*

Anexo II→ *Protocolo de entrega do Relatório do IBRACON à Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB), datado de 13/08/2018.*

Anexo III→ *Protocolo de entrega do Relatório do IBRACON à Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM), datado de 13/08/2018.*

Anexo IV→ *Ofício elaborado pelo IBRACON ao Secretário de Prefeituras Regionais da Prefeitura Municipal de São Paulo, Sr. Marcos Penido.*



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Anexo V→ *Termo de Cooperação para o estudo do comportamento dos materiais da estrutura de concreto armado do Edifício Wilton Paes de Almeida, firmado entre o IBRACON e a SPObras da PMSP.*

Anexo VI→ *E-mail de autorização para a remoção das amostras sob título "Re: Re: Minuta de Justificativa Técnica", enviado pelo perito Sr. Edgar Rezende, datado de 23 de maio de 2018.*

Anexo VII→ *Relatório de ensaios nº 001/2018 sob título "Determinação do módulo de elasticidade dinâmico", elaborado pela PhD, datado de 24 de maio de 2018.*

Anexo VIII→ *Relatório de ensaios nº 118573 sob título "Avaliação petrográfica dos agregados constituintes dos concretos, elaborado pela ABCP, datado de 03 de setembro de 2018.*



1. INTRODUÇÃO

A partir de uma iniciativa do presidente do IBRACON, Júlio Timerman, em colaboração com a PMSP representada pelo Prof. Vitor Castex Aly, e sob a responsabilidade da Diretoria Técnica do Instituto (Prof. Paulo Helene), foi realizada a primeira parte desta investigação e estudos, que constou da retirada de amostras da estrutura de concreto dos escombros do edifício colapsado para ensaios posteriores, conforme consta do Relatório do IBRACON datado de 13 de agosto de 2018, Rev. 01 (*Anexo I*) cujos resultados serão utilizados neste Parecer.

O referido Relatório IBRACON, cujo título é “Edifício Wilton Paes de Almeida - Propriedades tecnológicas do concreto e da armadura utilizados na estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1º de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP”, foi preparado pelo Diretor Técnico do IBRACON, a partir da solicitação do Diretor Presidente e entregue à Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB) na data de 13/08/2018 (*Anexo II*).

Também, com autorização do Prof. Dr. Vitor Castex Aly Secretário da SIURB uma cópia do mesmo Relatório foi entregue ao Prof. Dr. Sérgio Lex, Pró-Reitor de Extensão e Educação Continuada da Universidade Presbiteriana Mackenzie, na data de 13/08/2018 (*Anexo III*). O Prof. Vitor Castex Aly também autorizou o uso adequado do conteúdo do referido relatório, sempre com o cuidado de citar a fonte.

Com base nas informações desse Relatório e numa extensa pesquisa bibliográfica, além de consultas à profissionais e amigos, esta PhD ampliou os estudos e análises e agora apresenta este Parecer mais completo, visando contribuir para o entendimento do mecanismo que levou ao colapso da estrutura de concreto armado do Edifício Wilton Paes de Almeida, sito a R. Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP, que sofreu incêndio seguido de colapso precoce e inusitado, na madrugada do dia 1º de maio de 2018.

Para a consecução desse objetivo, houve a necessidade de contar com a participação altruísta de várias Instituições Privadas e Públicas e, inclusive, de pessoas físicas (profissionais reconhecidos), que entendendo a motivação maior, não hesitaram em dar seu apoio voluntário e competente a este desafio lançado pelo IBRACON e complementado voluntariamente por esta PhD.

Para lograr a retirada de amostras (pedaços) da estrutura presentes nos escombros, houve o apoio da Prefeitura Municipal de São Paulo (*Anexo IV*), cujo Presidente da SPObras, Sr. Mauricio Brun Bucker, intermediado pelo Prof. Vitor Levy Castex Aly, Secretário Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB), firmaram juntamente com o Diretor Presidente do IBRACON, Julio Timerman, o Termo de Cooperação para análise dos escombros da edificação sinistrada (*Anexo V*).

Ainda, o acesso aos escombros foi também acordado com a Superintendência da Polícia Técnico-Científica, através dos peritos Mônica Bernardi Urias e Edgar Rezende Marques (*Anexo VI*), sendo que este último também acompanhou *in loco* a retirada das amostras.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Para guarda das amostras retiradas dos escombros e para parte das operações de ensaio e prospecções, contou-se com a participação voluntária da Universidade Presbiteriana Mackenzie UPM, que ofereceu espaço nos Laboratórios de Estruturas e Materiais de Construção da Escola de Engenharia, tendo o Prof. Simão Prizskulnik como interlocutor principal.

De modo a conhecer as propriedades tecnológicas dos materiais concreto e aço, assim como a geometria e armadura do trecho de pilar e de laje do balanço coletados dos escombros, foi desenvolvido um plano de inspeção e ensaios, formulado pela equipe da PhD e levado a cabo com a colaboração voluntária de profissionais, entidades e empresas registradas e nominadas neste Parecer.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

2. INTERVENIENTES

ArcelorMittal

Contato: Eng. Antônio Paulo Pereira

Tel: 11 - 3638-6500

Prefeitura Municipal de São Paulo

Contato: Sr. Marcos Penido

Associação Brasileira de Cimento Portland

Contato: Geol^a. Ana Lúvia Silveira

Tel: 11 - 3760-5424

São Paulo Secretaria de Serviços e Obras

Contato: M.Sc. Mauricio Brun Bucker

Tel: 11- 3113-1691

Cooperativa de Serviços e Pesquisas Tecnológicas e Industriais

Contato: Dr. Cláudio Sbrighi Neto

Tel: 11 - 3681-3886

Secretaria do Patrimônio da União

Contato: Eng. Leandro de Oliveira Coelho

Tel: 11 - 2113-2263

Demolidora Santos Filho

Contato: Sr. Waldir Aparecido dos Santos

Tel: 11 - 94785-8275

Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras

Contato: Prof. Vitor Levy Castex Aly

Tel: 11 -3337-9979

Engefuro

Contato: Sr. Odair Secco

Tel: 11 - 2632-2244

Secretaria Municipal de Urbanismo e Licenciamento

Contato: Sra. Heloisa Penteado Proença

Tel: 11 - 3113-7500

Instituto Brasileiro do Concreto

Contato: Diretor Presidente Júlio Timerman

Diretor Técnico Paulo Helene

Tel: 11 - 3735-0202

Superintendência da Polícia Técnico-Científica

Contato: Eng^a Mônica Bernardi Urias

Tel: 11 - 98923-9063

PhD Engenharia

Contato: Prof. Paulo Helene

Tel: 11 - 2501-4822

Universidade Presbiteriana Mackenzie

Contato: Prof. Sergio Lex

Prof. Me. Simão Priskulnik

Tel: 11- 98916-3294



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

3. DESCRIÇÃO DO ACONTECIMENTO

“Um incêndio levou ao desabamento de um prédio de 24 andares invadido no centro de São Paulo, provocou pânico em moradores e vizinhos e expos a falta de controle de órgãos públicos sobre a segurança de imóveis ocupados por sem-teto”¹.

Na madrugada do primeiro dia do mês de maio de 2018, um incêndio levou o edifício Wilton Paes de Almeida (Fig. 3.1) ao desabamento total. O incêndio teve início por volta das 01h30, e as chamas começaram, segundo o G1², por um provável curto circuito no quinto andar.



Figura 3.1. Edifício Wilton Paes de Almeida antes do colapso. (Fonte: Google Maps, acesso em 20/07/2018)

¹ Disponível em: <https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2018/05/incendio-de-grandes-proporcoes-atinge-um-edificio-no-largo-do-paissandu.shtml>, acesso em: 08/03/2019.

² Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/incendio-em-predio-de-sp-foi-causado-por-curto-circuito-em-tomada-no-5-andar-diz-testemunha.ghtml>, acesso em 20/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Em pouco espaço de tempo, devido às características construtivas do prédio, o fogo se alastrou rapidamente pelos outros andares (Fig. 3.2), tanto para cima (como esperado) quanto para baixo (não esperado), tomando conta de toda a estrutura, do térreo à cobertura.

Por volta das 02h50, toda a edificação, ainda em chamas, desmoronou sobre si, causando a morte de 07 pessoas e muitos prejuízos nas construções vizinhas assim como enormes transtornos a famílias e ao trânsito e livre circulação de pessoas da região.

Um motoqueiro que passava pelo local na ocasião, registrou em vídeo³, o início do incêndio por volta da 01:30h, no qual também é possível observar os moradores fugindo do edifício e observar o fogo alastrando-se para os andares superiores e para os andares inferiores.



Figura 3.2. Incêndio visto da Av. Rio Branco. (Fonte: Tv Record⁴)

Além do edifício Wilton Paes de Almeida, mais 05 propriedades foram danificadas e interditadas pela Defesa Civil (Fig. 3): edifício Caracu, geminado com o edifício Wilton Paes de Almeida, localizado na R. Antônio de Godói nº 35, Condomínio Edifício Joamar sito nos números 08 e 26 da R. Antônio de Godói, Edifício Bandeirantes sito no número 135 do Largo do Paissandú e a Igreja Evangélica Luterana de São Paulo, fundada em 1908, reconhecida como o primeiro templo no estilo gótico construído na cidade de São Paulo⁵.

³ Disponível em: <https://youtu.be/GPHLHOTi2sc>, acesso em 08/03/2019.

⁴ Disponível em: <http://recordtv.r7.com/balanco-geral-manha/videos/curto-circuito-pode-ter-causado-incendio-em-predio-que-desabou-no-largo-do-paissandu-sp-20102018>, acesso em 20/03/2019.

⁵ CONPRESP. (1992). Resolução CONPRESP nº. 37/92. *Tombamento*, (p. 15). São Paulo.

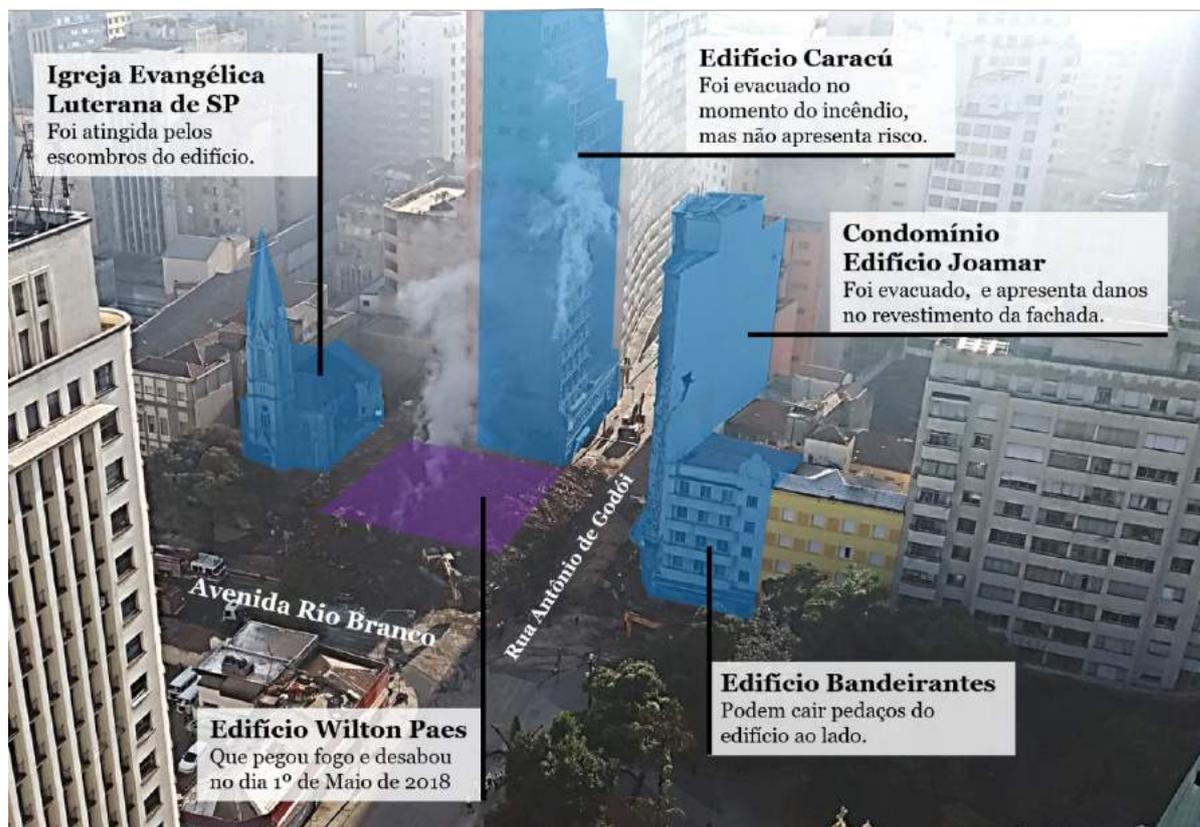


Figura 3.3. Danos causados pelo incêndio. (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

Observa-se que os danos causados ao Condomínio Edifício Joamar tiveram origem no calor transferido por radiação, já que os edifícios distavam da ordem de 15 m. Diversas janelas estouraram, fissuras de grandes aberturas foram observadas no revestimento da fachada e um buraco se abriu na lateral do edifício (Fig. 3.4). Atualmente, esta edificação se encontra interdita e com a sua estrutura em observação.



Figura 3.4. Dano causado à edificação vizinha, Condomínio Edifício Joamar (frontal). (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

O edifício Wilton Paes de Almeida estava localizado no encontro da Avenida Rio Branco com a Rua Antônio de Godoy, 581, no Largo do Paissandú, na cidade de São Paulo.

Endereço localizado em frente à igreja Nossa Senhora do Rosário dos Homens Pretos (destacado em cor púrpura na Fig. 3.5), próximo de outras emblemáticas localidades da Capital, como a Galeria do Rock (destacado em cor azul), viaduto Santa Ifigênia (destacado em cor verde), a Praça da República e outros.



Figura 3.5. Localização do edifício Wilton Paes de Almeida. (Fonte: Google Maps, acesso em 20/07/2018)



4. MANIFESTO do IBRACON

Publicado em 02 de maio de 2018.⁶

Reflexões sobre o Incêndio do Edifício no Largo Paissandu em São Paulo

O recente e trágico colapso do edifício Wilton Paes de Almeida, no largo do Paissandu, no centro da cidade de São Paulo, reforça a importância da inspeção periódica das edificações e as consequentes atividades efetivas de manutenção corretiva e preventiva.

Em recente reportagem no jornal “O Estado de São Paulo” (30.04.2018), consta que a Secretaria de Patrimônio da União (SPU) do Ministério do Planejamento tem cerca de 276 mil imóveis mal gerenciados. Desse total, só o INSS tem 3.800 edifícios, a RFFSA, 4.000 edifícios, a Eletrobrás, 800, e assim por diante, totalizando milhares de edifícios públicos mal utilizados, abandonados e até vários ocupados por grupos sem teto, como o caso em questão de São Paulo.

Alguns desses edifícios são históricos e considerados referências arquitetônicas, como o edifício Paes de Almeida, reconhecido e tombado pelo Conselho Municipal de Preservação do Patrimônio Histórico, Cultural e Ambiental da Cidade de São Paulo (Conpresp).

Segundo a Revista ACRÓPOLE 323 (nov. 1965, ano 27, pag. 34 a 37), esse edifício tinha 24 andares, 12 mil m² de área construída e foi projetado pelo Arq. Roger Zmekhol, professor da FAU/USP, tendo sido construído na década de 1960 para abrigar a sede da empresa Cia. Comercial Vidros do Brasil (CVB), e considerado um marco da arquitetura modernista de São Paulo.

Após os traumáticos incêndios do Joelma e Andraus, na década de 70, houve uma profunda mudança na forma de tratar a questão do fogo nos edifícios da cidade de São Paulo. Infelizmente, ainda há muitas edificações antigas que não foram adaptadas para a realidade pós Joelma e Andraus, como era o caso desse edifício.

Trata-se de uma herança negativa e preocupante, espalhada pela cidade.

Muitas vezes o que dificulta, inibe e até inviabiliza as necessárias intervenções é a lei de tombamento, que não permite certas modificações.

Qualquer edificação deve ser vistoriada periodicamente, como ocorre com outros bens de valor, como um automóvel ou um equipamento industrial, e deve ser alvo - automática e rotineiramente - de intervenções e modificações corretivas e de manutenção.

Este acidente com vítimas fatais demonstra o descaso do Estado, proprietário do edifício, com seus imóveis e seus cidadãos, colocando em risco usuários e patrimônio, além de toda uma vizinhança, ameaçada com a falta de manutenção.

⁶ Disponível em: http://marketing.arteterativa.com.br/ver_mensagem.php?id=TH%7C105%7C255565%7C151370424520487600 , acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

O pastor Frederico Ludwig, 61, há 20 anos à frente da tradicional e histórica igreja Luterana fundada por imigrantes alemães, diz que ela ficou 80% destruída. "Sobrou praticamente só o altar e a torre", afirmou ele à BBC Brasil em 01.04.2018.

Segundo o pastor, "o prédio estava inclinado há 20 anos, quase um metro pra frente... Não questionamos a invasão, mas as condições em que as pessoas viviam. Tinha esgoto a céu aberto e no verão era enxame de mosquitos".

As estruturas de concreto armado, adequadamente projetadas tanto para temperatura ambiente como para uma situação de incêndio, bem construídas, mantidas saudáveis sob uma gestão responsável durante seu uso, são muito seguras e capazes de resistir e suportar adequadamente adversas e agressivas situações, como a gerada por um incêndio de grandes proporções, como o ocorrido.

O Brasil tem normalização da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), suficiente e atualizada para projetar, construir e manter edifícios seguros, assim como tem, em São Paulo, a melhor corporação de combate e prevenção contra incêndio do país, com um adequado e abrangente Regulamento, do Corpo de Bombeiros, publicado no Decreto 56.819 de 2011.

Este trágico acidente deixa clara a importância do correto uso das normas de bem projetar, bem construir e bem fazer a gestão do uso e manutenção.

Fica evidente a necessidade de adequação do uso das edificações para os fins aos quais foi projetada. Um edifício comercial não vai atender bem a um uso residencial, sem as necessárias adequações, sejam estruturais, de circulação e acesso, de fuga, entre outras.

Outra lição importante do ocorrido é perceber as contradições entre Pareceres Técnicos de "especialistas" da Administração Municipal e outros órgãos. Um não aceita o edifício da União porque este tem problemas graves. Outro declara que está em perfeitas condições de segurança. E se não bastasse, a Promotoria manda arquivar um processo que exige um diagnóstico confiável.

Cabe a pergunta: onde estão as competências e o preparo daqueles que fazem vistorias e diagnósticos de estruturas de concreto?

Os relatórios de vistoria devem incluir um diagnóstico completo e acompanhado de fotos técnicas, ensaios, medições, verificações, memória de cálculo, análises, simulações, além de explicações das razões técnicas que embasam o Parecer. Em outras palavras, o trabalho de diagnóstico tem que ser realizado por uma equipe multidisciplinar, com especialistas em tecnologia de materiais, estruturas, desempenho, incêndio, elétrica, hidráulica, ar condicionado, pós-uso, capaz de ver o problema holisticamente.

Outro grave problema de Gestão Pública que acaba, infelizmente, se destacando é a ausência total de um programa de manutenção durante a vida útil da estrutura, o que também ocorre em muitas propriedades privadas.

Na maioria dos casos as manutenções acontecem somente após o esgotamento da capacidade de desempenho dos sistemas construtivos, tornando o habitar no edifício e na vizinhança demasiadamente perigoso.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Para o Estado, o melhor seria implementar de imediato um programa de vistoria e diagnóstico desses edifícios públicos, seguido de eventual recuperação e *retrofit*, dando novos usos e mitigando a ocorrência de acidentes futuros.

Uma ocupação regular, mal administrada e mal orientada é tão nefasta quanto uma ocupação irregular. Essa constatação significa que muitos condomínios e edifícios públicos acabam sofrendo, seja por desconhecimento, seja por omissão, alterações de carregamento e de segurança, que aceleram a degradação do edifício, potencializando os riscos de acidentes.

Há um conjunto de procedimentos adequados para vistorias de edificações, assim como cursos de atualização e capacitação, além de eventos que oferecem conhecimento e as ferramentas para um correto diagnóstico, promovidos regularmente pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) e outras entidades do setor, entre elas a ALCONPAT, a ABECE e o IBAPE.

O desejo é que não sejam necessários mais acidentes para se implementar de fato a obrigatoriedade de uma vistoria que identifique os problemas, e que seja seguida de ações corretivas e manutenções preventivas.

Essa é a boa engenharia a serviço da cidade e sua comunidade.

São Paulo, 02 de maio de 2018
Instituto Brasileiro do Concreto, IBRACON



5. ANAMNESE

Anamnese ou antecedentes é o levantamento e análise da documentação disponível a respeito dessa estrutura de concreto. Tratou-se de buscar o projeto de arquitetura, o projeto estrutural incluindo fundações, o projeto das alvenarias, as interfaces com os projetos de instalações, as declarações de testemunhas, relatórios anteriores de vistoria, relatórios de intervenções corretivas, projeto de bombeiros, etc.

Devido a distância entre as datas da construção e do colapso, cerca de 53 anos, houve dificuldade para encontrar e reunir muitas das informações. A maioria dos dados disponíveis foi encontrada em citações de artigos em revistas técnicas de arquitetura, tais como a revista Acrópole e o *website* Arquivo Arq e até em artigos de jornais.

Também foram encontradas referências ao edifício na tese de doutoramento de Roberto Novelli Fialho⁷, apresentada à Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, na qual consta o seguinte trecho:

“...Projeto de Roger Zmekohl localizado na Rua Antonio de Godoy esquina com a Avenida Rio Branco. O edifício com 22 pavimentos e 2 subsolos, segue os princípios do edifício “miesiano”, adotando em seu grande volume prismático a solução de “curtain wall” e estrutura metálica com perfis metálicos tipo “H” com lajes de concreto...”

A tese de Fialho também trazia em seu corpo um esquema da distribuição de andares do edifício, o qual pode ser consultado na Fig. 5.1.

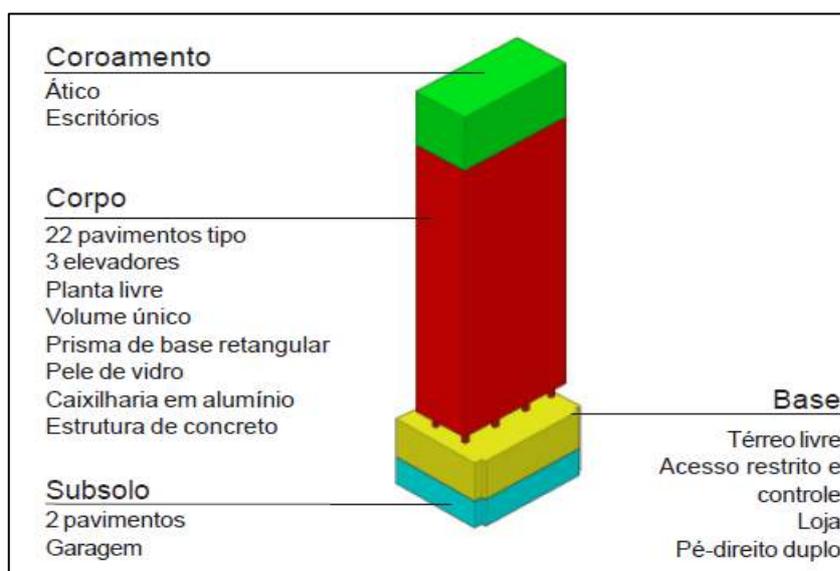


Figura 5.1. Distribuição dos andares do edifício Wilton Paes de Almeida (fonte: Fialho, 2007).

⁷ FIALHO, R. **Edifícios de escritórios na cidade de São Paulo**. Tese (Doutorado em Arquitetura) – Faculdade Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2007. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/16/16138/tde-18052010-155700/pt-br.php>, acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Logo após o colapso, ainda na manhã do dia 01 de maio de 2018, a jornalista correspondente da BBC em Londres, Renata Moura, telefonou ao Prof. Paulo Helene, para pedir informação técnica sobre o inusitado ocorrido.

Após extenuante pesquisa bibliográfica e intenso intercâmbio com outros Colegas, baseado nas informações bibliográficas, posteriormente entendidas como equivocadas, contidas na tese de doutoramento de Roberto Novelli Fialho e no site Arquivo Arq⁸ que informava ...“*ESTRUTURA: Metálica com lajes em concreto*”..., foi informado à BBC que se tratava de uma estrutura com pilares metálicos e lajes de concreto.

Com base nessa configuração de estrutura mista, daquela época e sem proteção contra incêndio de nenhuma natureza, seria possível justificar o colapso em tão poucos minutos, conforme publicado na matéria da BBC⁹.

Recorde-se que as Torres do World Trade Center em Nova York, de pilares metálicos e lajes de concreto, também colapsaram, uma delas em menos de 60 minutos, matando quase 400 bombeiros que estavam em operações de salvamento e rescaldo e um total de 2.752 pessoas.

Os relatórios elaborados pelo NIST (National Institute of Standards and Technology)¹⁰ mostram que as torres foram projetadas para suportar vibrações devido à ação dos ventos superiores àquelas que as torres sofreram durante o impacto das aeronaves (a amplitude do impacto foi cerca de metade da prevista para a ação dos ventos), onde o colapso se deu pela ação das altas temperaturas, onde os pilares romperam, criando um efeito “dominó” acarretando o colapso progressivo das torres (Fig. 5.2).

Observa-se ainda que a torre WTC7, que não sofreu impacto direto do atentado terrorista, também colapsou devido ao calor transmitido por radiação das torres WTC1 e WTC2 (Fig. 5.3).

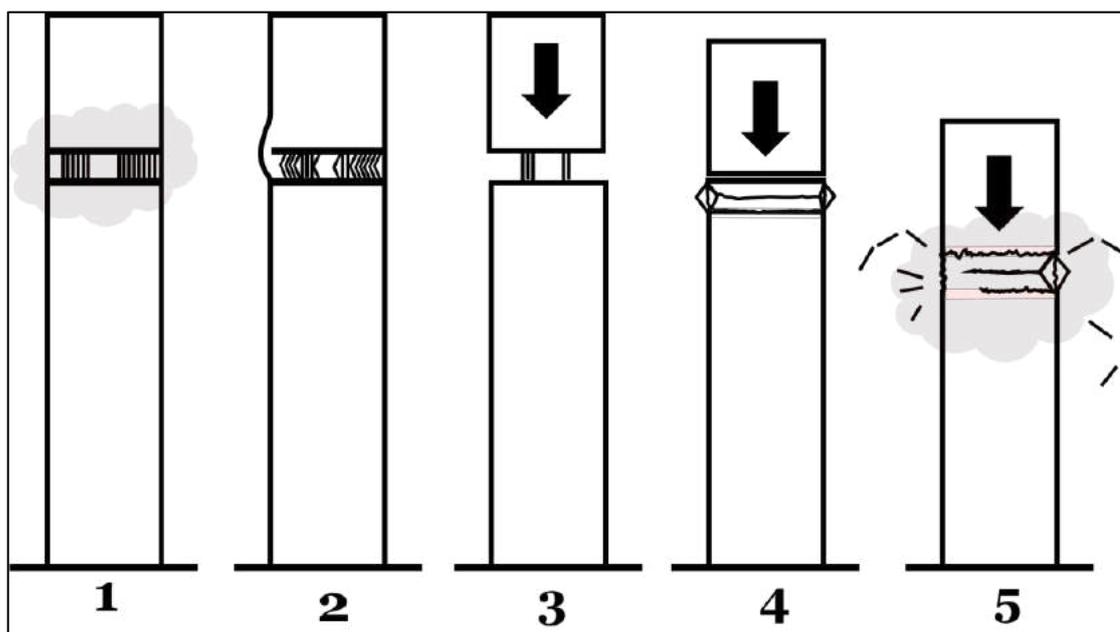


Figura 5.2. Detalhe do colapso do WTC1. (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

⁸ Disponível em: <https://www.arquivo.arq.br/edificio-wilton-paes-de-almeida>, acesso em 08/03/2019.

⁹ Disponível em: <https://www.PhD.eng.br/wp-content/uploads/2018/05/BBCBrasil.pdf>, acesso em 08/03/2019.

¹⁰ Disponível em: <https://nvlpubs.nist.gov/nistpubs/Legacy/NCSTAR/ncstar1.pdf>, acesso em 08/03/2019.

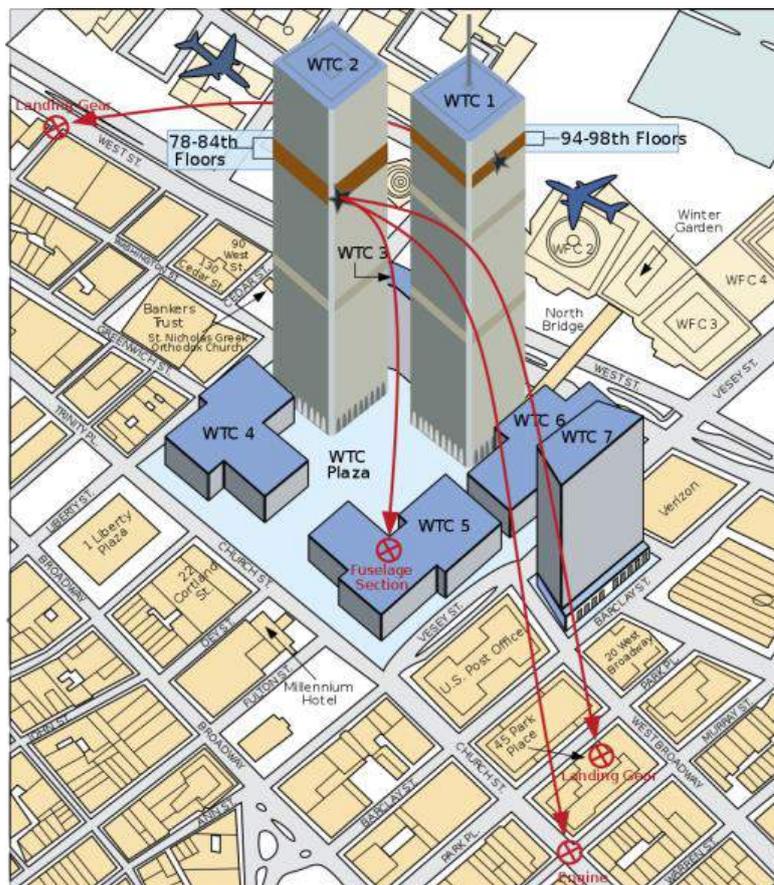


Figura 5.3. Detalhe da localização da WTC 7 (fonte: Imagem de FEMA¹¹)

Para melhor entendimento do caso do colapso do Wilton Paes de Almeida, na mesma tarde do dia 1º de maio de 2018, o Prof. Paulo Helene foi visitar o local do colapso e observando os escombros não encontrou vestígios nem evidências de pilares metálicos.

Retornando no dia seguinte cedo e com mais tempo e menos fumaça tóxica, vistoriou cuidadosamente os escombros (vide Fig. 5.4) concluindo com segurança que se tratava de pilares, vigas e lajes de concreto armado e nada havia da estrutura mista com pilares metálicos declarada nos documentos aparentemente “confiáveis” disponíveis na bibliografia encontrada até aquele momento.

¹¹ Disponível em: https://cs.m.wikipedia.org/wiki/Soubor:World_Trade_Center,_NY_-_2001-09-11_-_Debris_Impact_Areas.svg, acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"



Figura 5.4. Prof. Paulo Helene apontando pilares tipo H em concreto armado. (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

Após comprovar que não havia nos escombros nenhum indício de estrutura metálica, o Prof. Paulo Helene comunicou o fato à BBC, dando origem a uma segunda reportagem¹².

Dando continuidade às pesquisas bibliográficas, foi também encontrado na Revista Acrópole nº 323 Ano 27 de novembro de 1965¹³ alguns desenhos arquitetônicos que indicavam a provável disposição dos elementos estruturais.

Na Fig. 5.5 apresentam-se as plantas de arquitetura dos pavimentos térreo e tipo, e na Fig. 5.6 é mostrado um corte esquemático das lajes em balanço, sendo que, infelizmente, são desenhos sem cotas dimensionais.

¹² Disponível em: <https://www.bbc.com/portuguese/brasil-43964029>, acesso em 08/03/2019.

¹³ Disponível em: <http://www.acropole.fau.usp.br/edicao/323/14>, acesso em 08/03/2019.

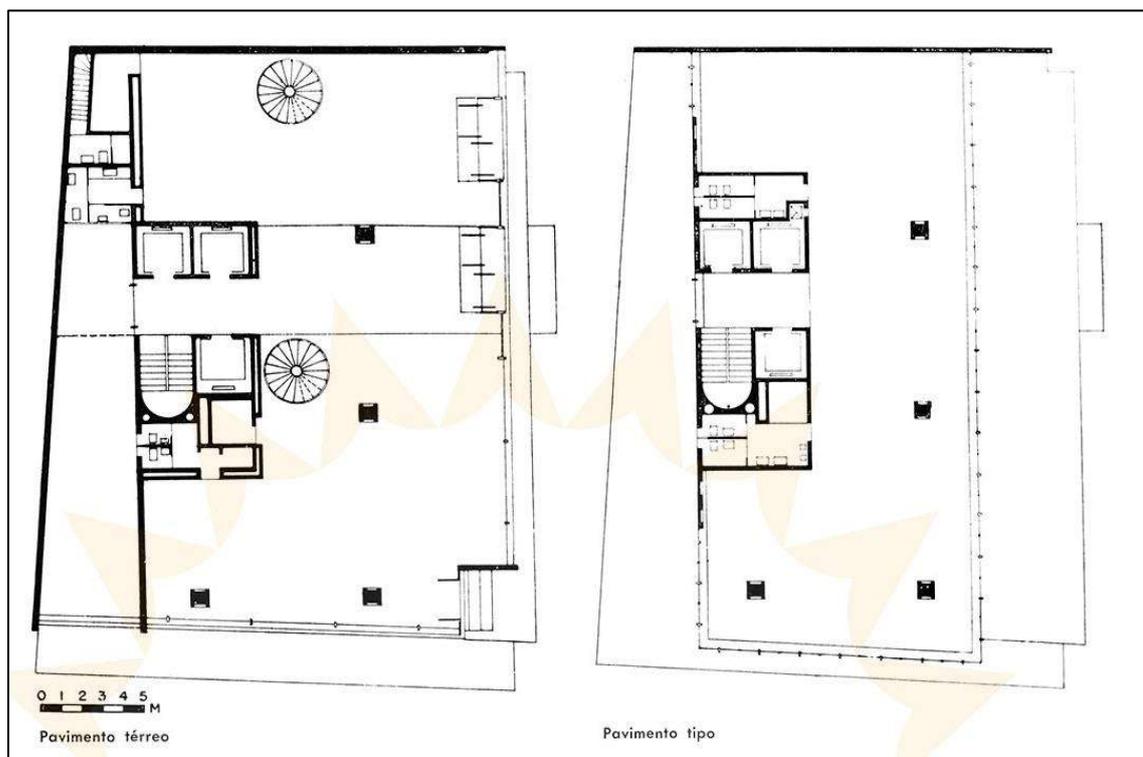


Figura 5.5. Plantas dos pavimentos térreo e tipo. (Fonte: Revista Acrópole)¹⁴

Com o auxílio do Engenheiro Leandro Coelho, da Secretaria do Patrimônio da União, que disponibilizou imagens fotográficas retiradas no interior do edifício durante inspeções realizadas anteriormente ao colapso, foi possível compreender com maior precisão a estrutura do edifício, os materiais que o compunham e seu estado de deterioração onde, ao contrário das fontes consultadas anteriormente, foi confirmado que os pilares eram de concreto armado convencional.

As fontes consultadas foram assertivas em função de outros detalhes, como o perfil “H” das seções dos pilares e as lajes em balanço. Acredita-se que houve o equívoco de considerar os pilares metálicos por causa de um revestimento de alumínio que cobria todas as faces dos pilares (Figs. 5.7 e 5.8).

¹⁴ Disponível em: <http://www.acropole.fau.usp.br/edicao/323/14>, acesso em 08/03/2019.

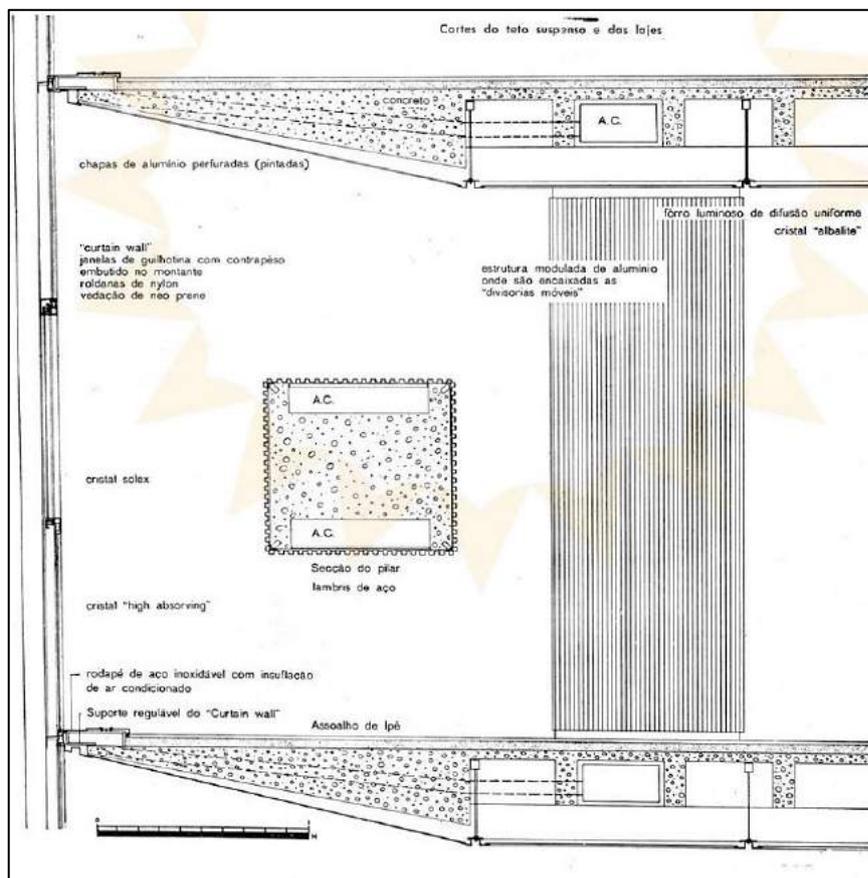


Figura 5.6. Corte esquemático das lajes em balanço. (Fonte: Revista Acrópole)¹⁵



Figura 5.7. Pilar em concreto exposto após remoção do revestimento. (Fonte: Leandro Coelho/SPU)



Figura 5.8. Pilar em concreto sem o revestimento metálico, onde se observa o "H" que na verdade é um shaft do ar condicionado. (Fonte: Leandro Coelho/SPU)

¹⁵ Disponível em: <http://www.acropole.fau.usp.br/edicao/323/14>, acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Outras informações foram passadas pelo Eng. Leandro Coelho, tais como: as lajes tipo grelha eram revestidas com pisos de madeira (evidente na Fig. 5.8); as formas das lajes grelha não foram removidas após a cura (Fig. 5.9); havia carga de incêndio considerável nos últimos pavimentos e cobertura (Figs. de 5.10 a 5.13); e por fim, nas vistorias da SPU, não foram observados desaprumos e nem evidências de corrosão e/ou fissuras.



Figura 5.9. Laje grelha com viga faixa ainda com moldes de madeira. (Fonte: Leandro Coelho/SPU)



Figura 5.10. Armários de madeira no último andar. (Fonte: Leandro Coelho/SPU)



Figura 5.11. Casa de máquinas. (Fonte: Leandro Coelho/SPU)



Figura 5.12. Casa de máquinas. (Fonte: Leandro Coelho/SPU)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"



Figura 5.13. Estrutura de madeira na casa de máquinas. (Fonte: Leandro Coelho/SPU)

Ainda, em consulta ao acervo da Prefeitura de SP e da FAU USP, o Eng. Leandro pôde encontrar os projetos básico, de hidráulica e de ar condicionado do edifício, os quais auxiliaram no melhor entendimento do esquema estrutural e podem ser observados nas Figs. de 5.14 a 5.17.

O projeto de reforma para melhorar condições de proteção ao incêndio da Caixa Econômica Federal encontrado pelo Prof. Paulo Helene e Eng. Leandro no Corpo de Bombeiros de SP, pode ser consultado na Fig. 5.18.



Figura 5.14. Plantas baixas do projeto básico (Fonte: Leandro Coelho/SPU)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

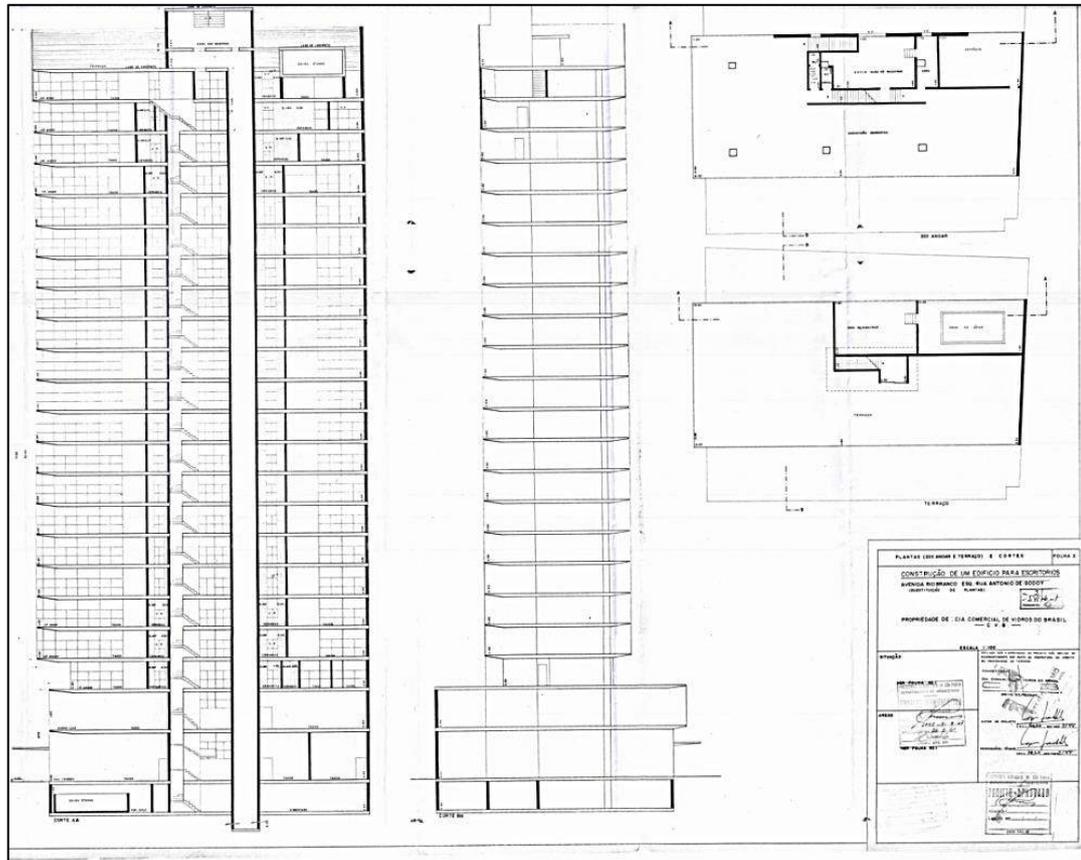


Figura 5.15. Corte da torre do projeto básico (Fonte: Leandro Coelho/SPU)

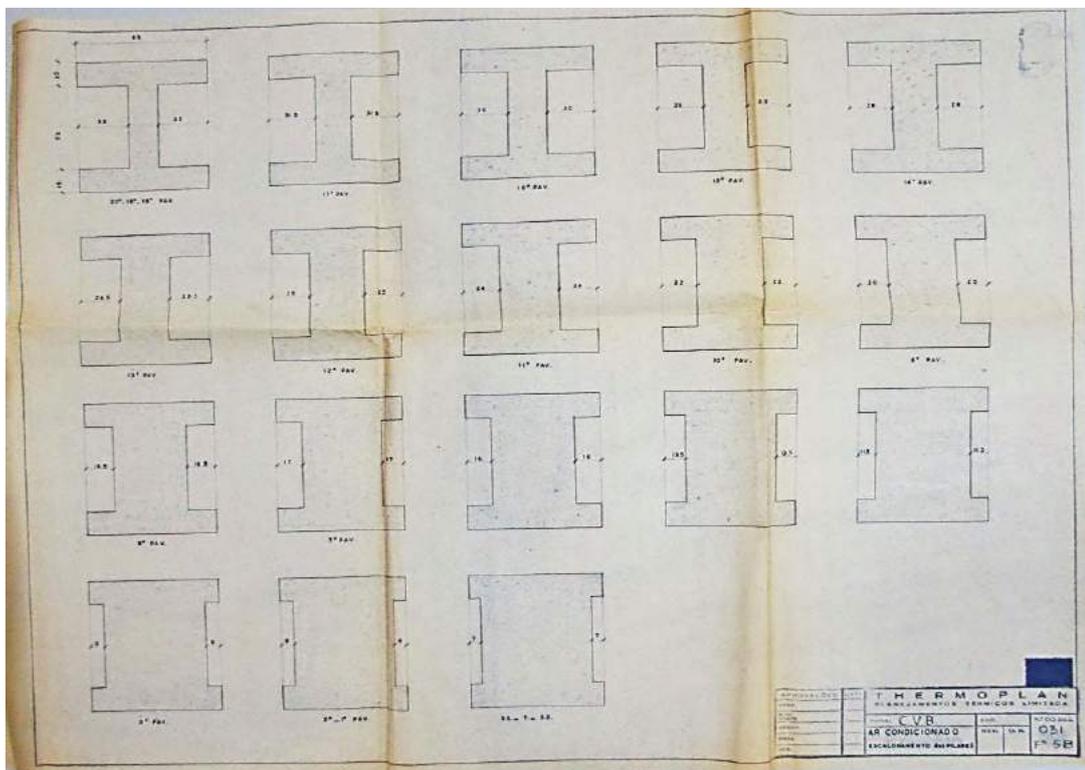


Figura 5.16. Seções dos pilares constantes no projeto de ar condicionado. (Fonte: Leandro Coelho/SPU)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

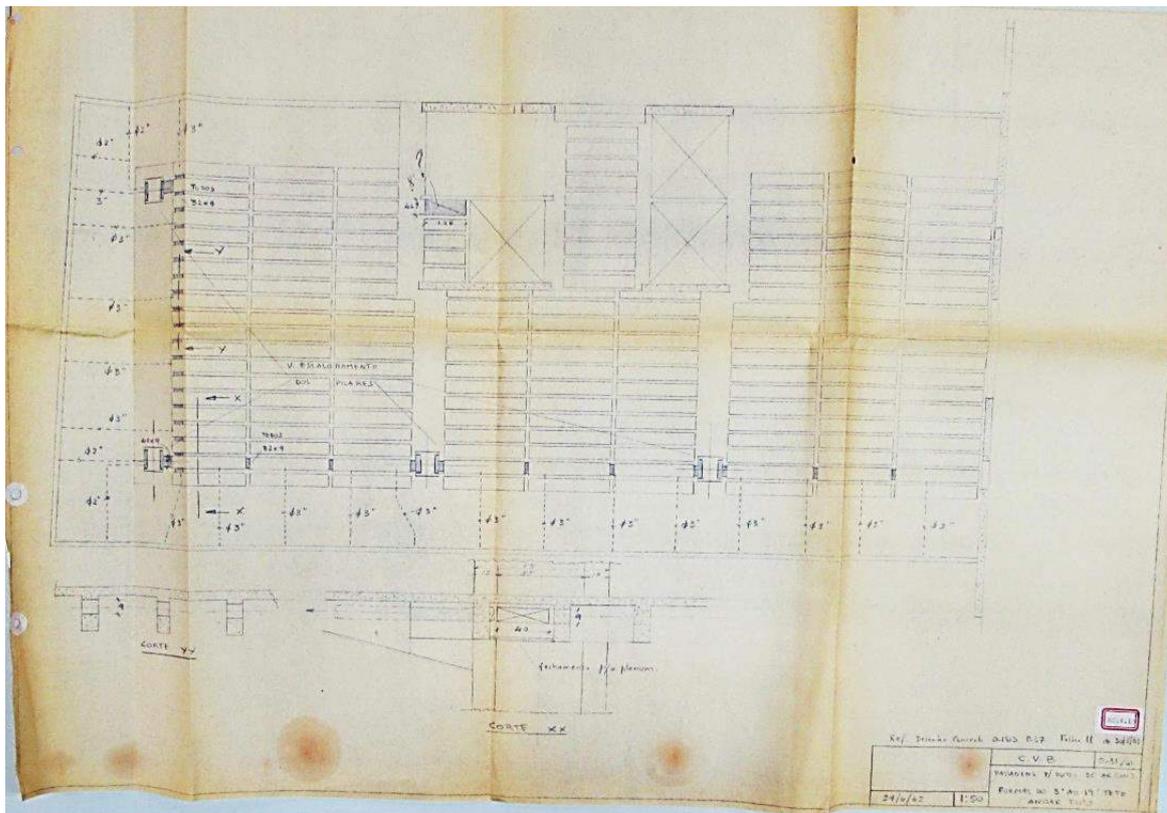


Figura 5.17. Detalhe das lajes no projeto de ar condicionado. (Fonte: Leandro Coelho/SPU)



Figura 5.18. Projeto de prevenção e combate a incêndio de 1999. (Fonte: Leandro Coelho/SPU)



6. HISTÓRICO

Iniciada nos primeiros anos da década de 1960, a edificação teve sua obra concluída em 1968 pela empresa construtora Morse & Bierrenbach, para servir de sede ao conglomerado de empresas do político e empresário Sebastião Paes de Almeida¹⁶. O empreendimento foi batizado de Wilton Paes de Almeida em homenagem ao irmão mais velho de Sebastião.

Define-se como um exemplar da arquitetura modernista, projetado pelo arquiteto Roger Zmekhol, nascido em Paris, filho de refugiados cristãos da Síria, que chegou ao Brasil com apenas 03 (três) anos de idade e se formou na primeira turma de arquitetura da FAU USP, tendo sido, inclusive, docente da FAU USP até sua morte em 1976.

A modernidade da construção, destoante de todos os demais ao seu redor, não ficava restrita apenas ao exterior (Fig. 6.1). O edifício possuía um eficiente sistema de ar-condicionado central, que atendia a todos os andares, mármore importado da Grécia no acabamento dos pisos e uma moderna e até então inovadora e inédita central de PABX da empresa Siemens.



Figura 6.1. Croqui de Roger Zmekhol e edifício finalizado. (Fonte: Roger Zmekhol¹⁷ e J. Xavier¹⁸)

¹⁶ Foi presidente do Banespa, e no governo paulista também atuou como secretário da Fazenda e da Agricultura. Na esfera federal foi presidente do Banco do Brasil durante a gestão do então presidente Juscelino Kubitschek. Posteriormente presidiu a Cosipa e ainda seria eleito deputado federal.

¹⁷ Disponível em: <https://www.msn.com/pt-br/noticias/brasil/a-história-do-edifício-que-desabou-em-são-paulo-em-9-fotos/ar-AAwE29p?li=AAgV10&%253Bocid=mailsignout>, acesso em 08/03/2019.

¹⁸ Disponível em: <http://www.acropole.fau.usp.br/edicao/323/14>, acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

O luxo se estendia à fachada de alumínio e vidros que envolvem todo o edifício, que eram de cristal da casa Ray-Ban, importados da Bélgica. Ainda falando do conforto do prédio, o edifício contava com um elevador privativo para o andar da presidência, no 18º andar, e um enorme restaurante para funcionários no 21º, que comportava até 200 pessoas de uma vez. Na cobertura havia um heliponto¹⁹. O edifício ocupava um terreno de 650 m² e sua área construída somava 12.000 m²²⁰.

Com características do típico edifício miesiano²¹, contava com uma estrutura em concreto armado, com apenas 04 (quatro) pilares de concreto armado recuados com seção "H", sustentando lajes de concreto nervuradas na região central e maciças em balanço na periferia.

Na fachada, a espessura fina das lajes possibilitou o uso de uma caixilharia igualmente delgada fixando as lâminas da "pele de vidro" de vidros verdes. Uma majestosa escada circular compunha o visual do pavimento térreo (Fig. 6.2). Foi um dos pioneiros no sistema de ar-condicionado embutido. Possuía piso de ipê e divisórias móveis nos escritórios, e um hall de mármore e aço inoxidável.



Figura 6.2. Escada caracol do Térreo (Foto: Leandro Coelho/SPU)

¹⁹ Disponível em: News Rondônia. "A história do edifício Wilton Paes de Almeida no Largo do Paissandu": <https://www.newsrondonia.com.br/noticias/a+historia+do+edificio+wilton+paes+de+almeida+no+largo+do+paissandu/10221>, acesso em 08/03/2019.

²⁰ Disponível em: <https://pt.aleteia.org/2018/05/02/a-trajetoria-do-predio-que-desabou-no-centro-de-sao-paulo/>, acesso em 08/03/2019.

²¹ Refere-se à Ludwig Mies van der Rohe, arquiteto alemão, 1886 a 1969.



6.1. Uso

Entre as principais empresas que ocuparam o prédio estavam a CVB (Companhia Comercial de Vidros do Brasil), Oleogazas, Scomin, e as agências bancárias, o Nacional do Comércio de São Paulo S.A. e o Banco Mineiro do Oeste S.A. dos quais Sebastião era acionista majoritário.

Após um ano de atividade da Cia. Comercial de Vidros do Brasil, o edifício conta com uma agência da Caixa Econômica Federal no pavimento térreo, inclusive outras repartições do banco em demais andares, como a Chefia de Contencioso Fiscal.

Foi tombado em 1992 pelo Conselho Municipal de Preservação do Patrimônio Histórico, Cultural e Ambiental da Cidade de São Paulo (CONPRESP), por ser considerado "bem de interesse histórico, arquitetônico e paisagístico", o que garantia "a preservação de suas características externas"²².

Posteriormente o prédio receberia um posto do INSS e no início dos anos 2000 passou a abrigar a Polícia Federal. Durante esse período, não há registros de reformas significativas para manter o prédio em boas condições.

Anos mais tarde, os dois órgãos públicos deixaram o Wilton Paes de Almeida para que vazio ele fosse colocado à venda pela SPUnião, em fevereiro de 2015. Com a morosidade do processo e a ausência de interessados pela compra, o prédio foi ocupado por pessoas pobres e sem moradia (News Rondonia, 2018)²³.

6.2. Ocupação

Na tentativa de ordenar a ocupação e prever normatizações consensuais, os líderes do Movimento Social de Luta por Moradia (MSLM) (Fig. 6.3) fizeram do prédio sua sede e estipularam normas e diretrizes para a formação da convivência pacífica dentro da propriedade invadida. Como mostrava um cartaz na entrada, eram proibidos o uso de álcool e drogas dentro do prédio.

Em 2015, a ocupação alcançou cerca de 248 pessoas de 92 famílias, cada família pagava, ao MSLM de R\$ 150 a R\$ 200 por mês para morar na ocupação. Os líderes do movimento declararam que a taxa se destinava a subsidiar manutenção e limpezas (Souza, 2015)²⁴.

Apesar das regras e segundo Souza, era possível encontrar roupas, preservativos, seringas, embalagens plásticas e muitos móveis amontoados pelos andares. Havia vazamentos nas tubulações de água e as paredes e janelas tinham pichações.

Cada piso era habitado por mais de dez famílias com rotatividade alta, segundo o repórter. "As pessoas que não pagam ou fazem muita bagunça a gente pede para que elas saiam", relata uma das administradoras ao repórter Felipe Souza". Ainda assim, a maior parte dos banheiros estava alagada e com as paredes completamente mofadas. Ratos, baratas e insetos eram vistos com

²² Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/edificio-wilton-paes-de-almeida-predio-que-desabou-em-sp-foi-projetado-na-decada-de-1960-e-era-patrimonio-historico.ghtml>, acesso em 08/03/2019.

²³ Disponível em: News Rondonia. "A história do edifício Wilton Paes de Almeida no Largo do Paissandu": <https://www.newsrondonia.com.br/noticias/a+historia+do+edificio+wilton+paes+de+almeida+no+largo+do+paissandu/10221>, acesso em 08/03/2019.

²⁴ Disponível em: <https://www.bbc.com/portuguese/brasil-43963439>, acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

frequência. A fiação era exposta devido às ligações clandestinas feitas pelos moradores", conta Souza.



Figura 6.3. Placa do MLSM na frente do edifício e seus ocupantes. (Fonte: Google maps, acesso em 20/07/2018 e rede Globo²⁵)



Figura 6.4. Móveis dos moradores e entulho nos andares (Fonte: rede Globo²⁶ e Metabunk²⁷)

6.3. Consequências e Perdas

..."Em um raio de 15 quilômetros ao redor do Largo do Paissandu existem muitas outras construções tão icônicas quanto o Wilton Paes de Almeida, muitas delas tombadas, mas igualmente afetadas pelo abandono, pela falta de manutenção e por sucessivas ocupações..." – José Roberto Geraldine Junior²⁸ (Lima, 2018)²⁹

²⁵ Disponível em: <https://globoplay.globo.com/v/6715980/>, acesso em 08/03/2019.

²⁶ Disponível em: <https://globoplay.globo.com/v/6715980/>, acesso em 08/03/2019.

²⁷ Disponível em: <https://www.metabunk.org/são-paulo-high-rise-fire-and-collapse-wilton-paes-de-almeida-building.t9684/page-2>, acesso em 08/03/2019.

²⁸ Presidente do Conselho de Arquitetura e Urbanismo de São Paulo (CAU-SP), depoimento para O Estadão.

²⁹ Disponível em: *O Estadão*: <https://sao-paulo.estadao.com.br/noticias/geral,predio-que-desabou-em-sao-paulo-era-importante-exemplar-modernista,70002291095>, acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Com o colapso ocorrido no Largo do Paissandu, fica evidente as diversas perdas e riscos que a falta de manutenção e descaso com o patrimônio pode causar para a sociedade. Foram 07 pessoas que perderam suas vidas, cerca de 92 famílias que perderam o teto que os abrigava; 220 milhões de brasileiros que perderam um imóvel pertencente à União avaliado em mais de 21 (vinte e um) milhões de reais, e inúmeros outros transtornos a pessoas, que residem e trabalham nas propriedades ao redor do prédio que colapsou (Fig. 6.5).



Figura 6.5. Danos causados à Igreja Luterana, vizinha ao Ed. Wilton Paes de Almeida. (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

7. SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DA EDIFICAÇÃO

O colapso prematuro em apenas cerca de 80 minutos do edifício Wilton Paes de Almeida, surpreendeu a engenharia de estruturas de concreto. O Prof. Paulo Helene, Diretor Técnico do IBRACON, foi entrevistado pelo Fantástico para explicar as possíveis causas deste colapso tão repentino³⁰.

Desde a concepção deste sistema construtivo, patenteado por François Hennebique em 1892, que utilizou como “slogan” de sua propaganda “plus d’incendies désastreux”, ou seja, nunca mais incêndios desastrosos³¹, é sabido que o concreto armado possui alta resistência estrutural, à ação do fogo e às intempéries. Um exemplo desta afirmação pode ser visto na Fig. 7.1, que mostra a primeira edificação feita em 1900 com elementos estruturais em concreto armado, localizada na Rue Danton, 1, Paris – França, com o sistema Hennebique, que está em pleno uso até hoje.



Figura 7.1. Primeiro edifício do mundo concebido com o sistema Hennebique (119 anos de bons serviços prestados à sociedade) (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene).

Estudos realizados por Brites (2011)³² com pilares de concreto de alta resistência submetidos à elevadas temperaturas desmistificou as crenças e dúvidas da época de que o concreto de alta resistência “explodia” numa situação de incêndio, apresentando um efeito *spalling* acentuado, o que levaria ao colapso das edificações concebidas com esse tipo de concreto.

Os pilares ensaiados, com 140 MPa de concreto armado colorido, apresentaram ótimo desempenho, mantendo-se com suas arestas íntegras. A redução da resistência à compressão do concreto foi observada apenas nas regiões periféricas, cerca de 3 cm, mesmo com duração de

³⁰ Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=7BXSE266aWI>, acesso em 08/03/2019.

³¹ Disponível em: https://fr.wikipedia.org/wiki/Fran%C3%A7ois_Hennebique, acesso em 08/03/2019.

³² Brites, Carlos A. Avaliação de Pilares de Concreto Armado Colorido de Alta Resistência, Submetidos à Elevadas Temperaturas. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Orientador: Prof. Paulo Helene.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

exposição ao fogo de 180 minutos. O aço da armadura não perdeu resistência após resfriar-se e o teor de portlandita presente na amostra também indicou que a profundidade da ação nefasta do fogo foi bem superficial, cerca de 4 cm em 3h de incêndio padrão.

Corroborando a afirmação de que o concreto apresenta excelente desempenho frente à ação do incêndio, incêndios anteriores como o do Edifício Andraus (Figs. 7.2 a 7.6), Joelma (Figs. 7.7 a 7.10) e o Edifício Grande Avenida (Figs. 7.11 a 7.14), todos em São Paulo e construídos na mesma década de 60, resistiram a mais de 4h de fogo, sem colapsar e encontram-se atualmente em uso normal.

Esse colapso prematuro deve ser considerado um fato grave, tanto do ponto de vista da evacuação dos edifícios pelos usuários, quanto do ponto de vista da segurança dos bombeiros nas suas atividades de resgate e combate ao fogo, além da segurança da vizinhança que não pode ser atingida pelos destroços, ou seja, prédios não podem colapsar tão rapidamente frente a um incêndio.

Entender as razões técnicas desse comportamento estrutural não esperado é fundamental para a correta tomada de medidas de segurança, de manutenção e até de adequação de centenas ou milhares de edifícios em São Paulo e outros centros urbanos, em condições similares.

7.1. Incêndios Anteriores e Emblemáticos

Edifício Andraus

Construído entre os anos de 1957 e 1962, está localizado no centro da cidade de São Paulo na esquina da Avenida São João com a Rua Pedro Américo. Possui 115 metros de altura e 32 andares de escritórios, construído em estrutura de concreto armado. Abriga escritórios das multinacionais Henkel e Siemens. Originalmente, seu nome era "Edifício 50", por ser o 50º edifício construído pela Organização Construtora e Incorporadora Andraus (Ocian), mas decidiu-se por alterar o nome, em homenagem ao fundador da construtora.

Um incêndio de grandes proporções ocorrido em 24 de fevereiro de 1972, que durou 4 h, teve início no segundo andar por uma sobrecarga no sistema elétrico, o que colaborou para que o fogo de alastrasse rapidamente causando a morte de 16 pessoas e mais de 330 feridos. Esta foi a primeira grande tragédia transmitida ao vivo pela televisão brasileira. Apesar da intensidade das chamas, o edifício não colapsou, passando por um processo de recuperação entre 1978 e 1980 e está em uso atualmente³³.

³³ Disponível em: <http://www.saopauloantiga.com.br/o-incendio-do-andraus-como-nunca-visto-antes/>, acesso em 08/03/2019.



Figura 7.2. Incêndio no Edifício Andraus (Fonte: Arquivo/Estadão Conteúdo³⁴)



Figura 7.3. Edifício Andraus atualmente (Fonte: Felipe Mostarda³⁵)



Figura 7.4. Aspecto típico de pilares pós-incêndio (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)



Figura 7.5. Aspecto típico de vigas pós-incêndio (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

³⁴ Disponível em: <https://webtudo.net/misterios-depois-do-incendio-no-edificio-andraus/>, acesso em 08/03/2019.

³⁵ Disponível em: [https://pt.wikipedia.org/wiki/Edif%C3%ADcio_Andraus#/media/File:30-12-2008_017.\(By_Felipe_Mostarda\).JPG](https://pt.wikipedia.org/wiki/Edif%C3%ADcio_Andraus#/media/File:30-12-2008_017.(By_Felipe_Mostarda).JPG), acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"



Figura 7.6. Aspecto típico de lajes pós-incêndio (Fonte: acervo pessoal do Prof. Paulo Helene)

Edifício Joelma

Construído entre os anos de 1969 e 1972, está localizado no centro da cidade de São Paulo na Avenida Nove de Julho. Possui 105 metros de altura e 26 andares construídos em estrutura de concreto armado. Após sua construção, foi imediatamente alugado para o Banco Crefisul de Investimentos.

No início de 1974, a empresa se encontrava no término da transferência de seus departamentos, quando um curto-circuito em um aparelho de ar condicionado no 12º andar deu início a um incêndio que durou 6 h e 30 minutos. As salas do edifício eram configuradas por divisórias, com móveis de madeira, pisos acarpetados, cortinas de tecido e forros internos de fibra sintética, fatores estes que contribuíram para o alastramento incontrolável das chamas.

Quinze minutos após o início do incêndio, os seus ocupantes não conseguiram mais evacuar o prédio, pois a única escada central já havia sido tomada pelas chamas e pela fumaça. Na ausência de escadas de incêndio, algumas pessoas ainda conseguiram se salvar, descendo pelos elevadores, os quais em pouco tempo deixaram de funcionar. Consta que todos os registros de hidrantes estavam fechados, culminando com a morte de 191 pessoas e mais de 300 feridos³⁶.

Apesar da intensidade das chamas, os 7 primeiros andares, de garagem, não foram atingidos. O edifício não colapsou e está em uso atualmente depois de reabilitado.

³⁶ Disponível em: https://pt.wikipedia.org/wiki/Inc%C3%AAndio_no_Edif%C3%ADcio_Joelma, acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"



Figura 7.7. Capa do Jornal Folha de S. Paulo sobre o incêndio no edifício Joelma (Fonte: Joel Silva/ Folhapress³⁷)



Figura 7.8. Incêndio no edifício Joelma (Fonte: José Francisco Faria Jr./ Folhapress³⁸)



Figura 7.9. Aspecto típico das lajes pós-incêndio (Fonte: acervo pessoal Antonio Fernando Berto³⁹)



Figura 7.10. Edifício Joelma atualmente (Fonte: Evanil-Ni⁴⁰)

Edifício Grande Avenida

Construído no final dos anos 60, está localizado no centro da cidade de São Paulo na Avenida Paulista. Possui 80 metros de altura e 22 andares construídos em estrutura de concreto armado.

³⁷ Disponível em: <https://noticias.uol.com.br/album/2014/02/01/incendio-no-edificio-joelma-completa-40-anos.htm#fotoNav=22>, acesso em 08/03/2019.

³⁸ Disponível em: <https://noticias.uol.com.br/album/2014/02/01/incendio-no-edificio-joelma-completa-40-anos.htm#fotoNav=6>, acesso em 08/03/2019.

³⁹ Disponível em: <https://pt.slideshare.net/macielsirlene/incndios-top-10>, acesso em 08/03/2019.

⁴⁰ Disponível em: <https://www.flickr.com/photos/dechamps/6077972280/in/photostream/>, acesso em 08/03/2019.



Abrigava escritórios da Construtora Figueiredo Ferraz em sua torre e escritórios da Toyobo do Brasil na sobreloja.

O primeiro incêndio deste edifício ocorreu em janeiro de 1969, sem vítimas. Um segundo incêndio ocorreu na tarde de 14 de fevereiro de 1981, sábado de carnaval, que durou 4 h 40, e teve início na sobreloja devido a um curto-circuito. O fogo se alastrou por todo o edifício devido a problemas com a disponibilidade de água, pois os bombeiros não conseguiram retirar a tampa do hidrante mais próximo e os primeiros caminhões-pipa só chegaram uma hora após o início das chamas.

Na ocasião, aproximadamente 50 pessoas estavam no edifício, entre elas vigilantes, pessoal da limpeza, funcionários de plantão e técnicos da rede Record, cuja antena era apoiada no topo do edifício. Uma deficiência fatal fora observada, onde as portas corta-fogo foram instaladas em todos os andares, exceto na sobreloja, onde o incêndio teve início, causando a morte de 17 pessoas e mais de 53 feridos. Apesar da intensidade das chamas, o edifício não colapsou e está em uso atualmente após reabilitado⁴¹.

Em 1994 e 2001, foram implantadas, por meio de decreto, medidas legais de segurança no combate a incêndio na cidade de São Paulo. Em 2005 foram publicadas, pelo Corpo de Bombeiros de SP, 38 instruções técnicas visando aprimorar a segurança dos edifícios.⁴²



Figura 7.11. Incêndio no edifício Grande Avenida (Fonte: Rosana Maria Machado Marques⁴³)



Figura 7.12. Edifício Grande Avenida atualmente (Fonte: EAMARAL⁴⁴)

⁴¹ Disponível em: <https://sao-paulo.estadao.com.br/noticias/geral,ha-30-anos-imp-,679135>, acesso em 08/03/2019.

⁴² Disponível em: https://pt.wikipedia.org/wiki/Edif%C3%ADcio_Grande_Avenida, acesso em 08/03/2019.

⁴³ Disponível em: https://pt.wikipedia.org/wiki/Edif%C3%ADcio_Grande_Avenida#/media/File:IncGrandeAv3.jpg, acesso em 08/03/2019.

⁴⁴ Disponível em: <http://wikimapia.org/5506022/pt/Edif%C3%ADcio-Grande-Avenida#/photo/792136>, acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

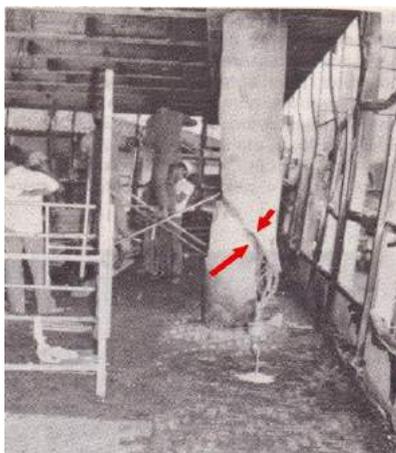


Figura 7.13. Detalhe de pilar rompido pós-incêndio (Fonte: Zona de Risco⁴⁵)

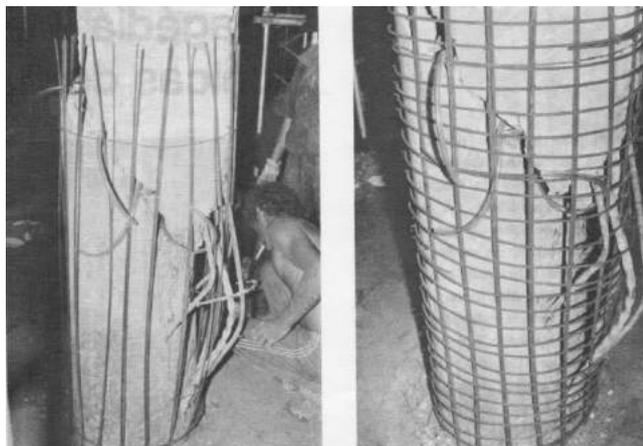


Figura 7.14. Detalhe da armadura de reforço do pilar rompido pós-incêndio (Fonte: Zona de Risco⁴⁵)

Torre WINDSOR

O edifício Windsor foi um dos primeiros arranha-céus de Madrid, na Espanha. Construído no período de 1973 a 1979 em estrutura híbrida (núcleo de concreto e periferia em aço)⁴⁶ com 37 andares (5 andares de garagem + 32 andares de escritórios) e 106 m de altura. Era propriedade da sociedade Asón Inmobiliaria de Arriendos, controlada pelo El Corte Inglés e seu nome foi inspirado na famosa discoteca Windsor. A torre era ocupada pelas empresas Deloitte, Garrigues, S2G, Alpha Corporate ou MS.

No dia 12 de fevereiro de 2005, pouco antes da meia-noite, um incêndio teve início no 21º andar, que atingiu rapidamente os seus andares inferiores e teve duração total de 16 h. Devido ao horário do incêndio, felizmente não foram registradas vítimas.

Apesar de apenas parte da estrutura de aço ter cedido e das estruturas em concreto (pilares, vigas e lajes) se apresentarem em perfeitas condições, o edifício foi completamente demolido⁴⁷.

A Dra. Mari Cruz Alonso do IET realizou a análise dos escombros da Torre WINDSOR e declarou:

"...the reinforced concrete structure, columns, beams and slabs under 16h severe fire condition, could perform well and no collapse... the penetration of the damaged, is heterogeneous and vary from 1.5cm in 19th floor to 3 cm in 12th floor..."

"...a estrutura de concreto armado, pilares, vigas e lajes sob 16 h condição de incêndio grave, apresentaram bom desempenho e não colapsaram... a profundidade danificada é heterogênea e varia de 1,5 cm no 19º andar a 3 cm no 12º andar" – em tradução livre.

⁴⁵ Disponível em: <https://zonaderisco.blogspot.com/2014/04/lembranca-incendio-do-edificio-grande.html>, acesso em 08/03/2019

⁴⁶ Disponível em: <https://www.elmundo.es/elmundo/2005/02/13/madrid/1108256271.html>, acesso em 08/03/2019.

⁴⁷ Disponível em: https://pt.wikipedia.org/wiki/Torre_Windsor, acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"



Figura 7.15. Torre Windsor antes do incêndio (Fonte: El Mundo⁴⁸)



Figura 7.16. Torre Windsor durante o incêndio (Fonte: Archivo Heraldo⁴⁹)



Figura 7.17. Fachada no pós-incêndio (Fonte: Art Chist⁵⁰)



Figura 7.18. Interior do edifício no pós-incêndio (Fonte: Art Chist⁵¹)

⁴⁸ Disponível em: <https://www.elmundo.es/elmundo/2005/02/13/madrid/1108256271.html>, acesso em 08/03/2019.

⁴⁹ Disponível em:

https://www.heraldo.es/noticias/sociedad/2015/02/11/se_cumple_una_decada_del_enigmatico_incendio_que_arraso_edificio_windsor_madrid_338877_310.html, acesso em 08/03/2019.

⁵⁰ Disponível em: <http://artchist.blogspot.com/2015/02/edificio-windsor-madrid.html>, acesso em 08/03/2019.

⁵¹ Disponível em: <http://artchist.blogspot.com/2015/02/edificio-windsor-madrid.html>, acesso em 08/03/2019.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

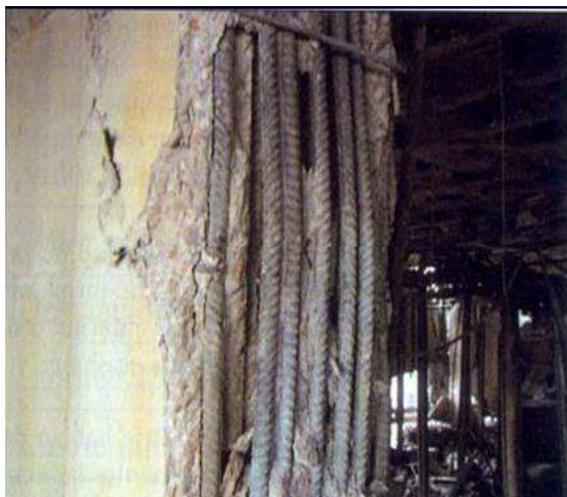


Figura 7.19. Armaduras longitudinais flambadas devido ao grande espaçamento dos estribos (Fonte: acervo pessoal Cruz Alonso. IET)



Figura 7.20. Estribos seccionados (Fonte: acervo pessoal Cruz Alonso. IET)

Torre Leste - Caracas

A Torre Leste compõe uma das “Torres Gêmeas de Caracas”, possui 221 m de altura, 56 andares e foi inaugurada em 1983, quando então foi considerado o edifício em concreto armado mais alto do mundo.

Está localizada no Complexo Urbanístico Parque Central de Caracas, abriga diversos órgãos governamentais e até 2003 ostentava o título de edificação mais alta da América Latina⁵².

No dia 14 de outubro de 2004, um incêndio teve início no 34º andar, transpassou uma macrolaje de refúgio contra incêndio construída em concreto no 39º andar e permaneceu descontrolado até o 56º andar, até que se esgotou o material combustível.

O incêndio perdurou por 15 h, até que todos os focos fossem controlados, pois o sistema de sprinklers foi danificado e os sistemas de manutenção foram negligenciados.

No entanto, não houve vítimas e sua fabulosa estrutura em concreto armado suportou as ações do fogo, foi recuperada e está em pleno uso atualmente.

⁵² Disponível em: <https://www.terra.com.br/vida-e-estilo/turismo/turismo-de-negocios/caracas/torres-gemeas-de-caracas-quase-foram-destruidas,a481772a0c901410VgnVCM4000009bcceb0aRCRD.html>, acesso em 08/03/2019.



Figura 7.21. Torre Leste antes do incêndio
(Fonte: Creative Commons⁵³)



Figura 7.22. Torre Leste durante o incêndio
(Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)



Figura 7.23. – Interior da Torre Leste pós-incêndio (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)



Figura 7.24. Recuperação da Torre Leste pós-incêndio (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)



⁵³ Disponível em: <https://www.terra.com.br/vida-e-estilo/turismo/turismo-de-negocios/caracas/torres-gemeas-de-caracas-quase-foram-destruidas,a481772a0c901410VgnVCM4000009bcecb0aRCRD.html>, acesso em 08/03/2019.



8. PROPRIEDADES do CONCRETO ARMADO

O conteúdo apresentado a seguir foi transcrito do Relatório do IBRACON, constante no *Anexo I* deste Parecer.

8.1. Coleta das amostras

A coleta das amostras foi realizada no sábado, dia 05/05/2018. O acesso ao local controlado e a remoção das amostras foi acordado entre o IBRACON, a SPObras e a SPTC; e acompanhados pelos Srs. Perito Edgar Rezende Marques, Prof. Paulo Helene, Dr. Carlos Brites e Sr. Matheus Moreira. Foram selecionadas para a coleta duas grandes amostras da superestrutura colapsada do edifício, um trecho de laje e um trecho de pilar (Figs. 8.1 e 8.2). Os acordos para a remoção das amostras estão disponíveis nos Anexos *II* e *III* no final deste documento.

Nesta ocasião, foi identificada a necessidade de remover as barras de aço excedentes na amostra do pilar, onde se obteve o auxílio voluntário dos funcionários da SPObras que, um dia antes da remoção das amostras, efetuaram a devida remoção das barras de aço excedentes (Fig. 8.3).

Para o transporte das amostras até os laboratórios da Escola de Engenharia da UPM, contou-se com apoio da empresa Demolidora Santos Filho, que voluntariamente cedeu pessoal especializado e um caminhão do tipo *Munck* para esta finalidade (Fig. 8.4 e 8.5).



Figura 8.1. Amostra de laje escolhida (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene).



Figura 8.2. Amostra de pilar escolhida (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene).



Figura 8.3. Remoção das barras de aço excedentes (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene).



Figura 8.4. Transporte da amostra do Pilar (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)



Figura 8.5. Equipe presente na remoção das amostras (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene).



8.2. Plano de Ensaios

Foi elaborado pelo Prof. Paulo Helene e pelo Dr. Carlos Britez o seguinte plano de ensaios:

1) Atividades e ensaios específicos às amostras de concreto:

- a) *Esclerometria;*
- b) *Levantamento geométrico;*
- c) *Extração de corpos de prova;*
- d) *Caracterização mineralógica do agregado;*
- e) *Apreciação petrográfica de minerais naturais;*
- f) *Resistência à compressão;*
- g) *Resistência à tração;*
- h) *Ultrassom;*
- i) *Módulo de elasticidade;*
- j) *Ensaio de absorção de água;*
- k) *Índice de vazios;*
- l) *Massa específica;*
- m) *Reconstituição de traço;*
- n) *Difratometria de raios x;*
- o) *Termodiferencial e Termogravimetria.*

2) Atividades e ensaios específicos às amostras de aço:

- a) *Tipologia do aço empregado;*
- b) *Composição química;*
- c) *Tração;*
- d) *Dobramento;*
- e) *Desbitolamento;*
- f) *Alongamento;*
- g) *Dureza de Vickers;*
- h) *Metalografia.*

8.3. Resultados

Os resultados aqui apresentados podem ser consultados em seus respectivos relatórios originais, dispostos no *Anexo I* deste Parecer.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

8.3.1. Concreto

Esclerometria

Ensaio não destrutivo para a avaliação da dureza superficial do concreto com vistas a uma avaliação, ainda que grosseira, da resistência do concreto e da influência negativa superficial das altas temperaturas.

O ensaio de "Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão" foi realizado conforme a norma ABNT NBR 7584:2013 nas dependências do Laboratório de Materiais de Construção da UPM.

Foram realizados 224 impactos em 14 áreas de ensaio diferentes, metade delas nas superfícies expostas ao fogo, e a outra metade nas superfícies cortadas (núcleo), denominadas face exposta e núcleo, respectivamente. No núcleo não houve ação deletéria de altas temperaturas. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Resultados obtidos no ensaio de esclerometria.

Nº	Índice individual de reflexão (impacto) em %				1ª Média aritmética com 16 impactos	Valor médio \pm 10%	Índice esclerométrico 2ª Média aritmética	Local
1	41,5	38,5	13,5	11,0	23,7	26,1	25,5	Núcleo
	35,0	29,5	12,0	9,0				
	32,5	25,5	17,5	18,0		21,3		
	32,5	15,5	12,5	35,5				
2	46,0	29,0	43,0	34,5	36,4	40,1	36,8	Núcleo
	22,0	37,0	44,0	30,0				
	38,5	45,5	41,0	37,0		32,8		
	37,0	41,5	28,5	28,5				
3	29,0	44,0	27,0	29,5	41,1	45,2	41,5	Núcleo
	33,5	46,5	34,0	27,5				
	46,0	48,5	39,0	50,0		37,0		
	46,5	47,5	53,0	56,0				



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

4	41,0	41,0	27,0	28,5	41,9	46,1	42,4	Núcleo
	40,5	45,0	47,0	38,5		37,7		
	45,5	54,5	44,5	29,0				
	46,0	40,0	46,5	55,5				
5	36,5	42,5	47,5	43,5	38,0	41,8	38,4	Núcleo
	40,5	37,7	41,5	31,0		34,2		
	44,5	29,5	37,0	30,0				
	34,0	30,5	37,0	45,0				
6	44,0	42,5	47,5	43,5	42,5	46,7	42,1	Núcleo
	51,5	48,0	40,0	41,0		38,2		
	36,0	21,5	37,0	34,0				
	49,0	41,5	52,0	50,5				
7	40,0	39,0	43,0	44,0	36,9	40,6	38,4	Núcleo
	40,5	45,0	47,0	38,5		33,2		
	23,5	29,5	26,5	29,0				
	45,0	38,5	34,0	27,0				
8	42,5	38,0	28,5	20,5	27,6	30,4	26,8	Face Externa
	24,5	27,0	25,5	27,0		24,8		
	27,5	17,5	33,0	35,0				
	25,5	32,0	7,0	30,5				
9	29,5	22,5	16,0	10,5	24,3	26,7	23,5	Face Externa
	39,0	23,0	23,5	25,0		21,9		
	30,5	35,5	21,5	23,5				
	31,5	21,0	17,5	19,0				



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

10	19,0	27,5	25,5	34,0	25,6	28,2	25,8	Face Externa
	26,5	26,5	23,0	26,5		23,1		
	23,0	24,5	29,0	25,0				
	20,0	30,0	25,0	25,0				
11	34,0	45,0	46,0	43,0	40,3	44,3	40,9	Face Externa
	41,5	46,0	45,5	43,0		36,3		
	40,5	45,5	47,5	40,5				
	27,5	35,0	27,5	37,0				
12	44,0	40,5	34,0	21,0	31,2	34,3	32,0	Face Externa
	45,5	36,0	25,5	30,0		28,1		
	39,5	22,0	23,5	38,5				
	27,0	8,0	37,5	27,0				
13	26,0	27,0	41,0	35,0	33,7	37,0	34,1	Face Externa
	31,0	39,5	41,5	28,5		30,3		
	31,5	38,0	37,0	22,5				
	37,5	38,0	36,0	28,5				
14	33,5	19,0	30,0	25,5	23,5	25,9	24,8	Face Externa
	24,0	19,5	31,5	42,5		21,2		
	10,0	9,0	16,5	34,0				
	18,5	17,5	10,0	35,0				

Análise dos resultados: Conforme é possível observar, houve uma significativa redução nos valores dos índices de reflexão obtidos das faces externas em relação aos valores obtidos do núcleo. Nas faces que foram atingidas pelas chamas, foi obtido um valor médio do índice de reflexão de 24%, enquanto que as medições realizadas no núcleo da amostra obtiveram um valor médio de 30%.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Extração de testemunhos

Além dos ensaios de resistência à compressão uniaxial e tração diametral, diversas análises químicas e físicas dependiam substancialmente da disponibilidade de amostras em proporções adequadas para a realização dos mesmos; assim, a extração de exemplares para a realização dos ensaios foi fundamental.

Após o corte diamantado das amostras e o ensaio esclerométrico, deram-se início aos procedimentos para a extração de corpos de prova ou testemunhos nas dependências da UPM, pelo laboratorista Lázaro de Castro, para a correta destinação a cada ensaio.

Os corpos de prova, ou melhor, testemunhos, foram extraídos ortogonalmente às faces cortadas e viradas para cima, conforme apresentado na Fig. 8.6, ou seja, foram extraídos na direção vertical acompanhando a direção de concretagem do núcleo dos pilares (gravidade).



Figura 8.6. Extração dos testemunhos (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene).

Durante a extração dos exemplares e movimentação das peças, foi notada uma série de fissuras no trecho de pilar amostrado. Essas fissuras foram possivelmente causadas por mau adensamento do concreto no momento da construção do edifício (Fig. 8.7) e, mais provavelmente, também pelos esforços dinâmicos decorrentes da queda da superestrutura durante o colapso do edifício (Fig. 8.8).



Figura 8.7. Fissuras visíveis durante a extração (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene).



Figura 8.8. Testemunho fissurado, impossibilitando a realização de ensaios mecânicos (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene).



No total, foram realizadas 16 extrações, das quais apenas 06 (seis) puderam ser caracterizadas como testemunhos aproveitáveis, em decorrência do grande número de fissuras internas.

Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão foi realizado no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento das normas ABNT NBR 5739 e ABNT NBR 7680, supervisionado pela Geol. MSc. Ana Lúvia Silveira.

Devido às limitações da extração e o pequeno número de corpos de prova (testemunhos), destinados a diferentes ensaios, um foi escolhido cuidadosamente, sendo considerado o melhor exemplar disponível para este ensaio.

As dimensões do testemunho ensaiado e seu resultado estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultado obtido no ensaio de resistência à compressão.

<i>dimensão do testemunho (mm)</i>		<i>relação altura/diâmetro</i>	<i>massa específica (kg/m³)</i>	<i>carga (N)</i>	<i>fator de correção</i>	<i>resistência à compressão (MPa)</i>	
<i>diâmetro</i>	<i>altura</i>					<i>direta do ensaio</i>	<i>corrigida</i>
102,0	141,6	1,39	2331	185000	0,96	22,6	21,8



Figura 8.9. Testemunho posicionado na prensa em momento prévio ao ensaio de resistência à compressão. (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

Também foram posicionadas duas folhas de papel-carbono para averiguar o contato das mesas superior e inferior da prensa com os topos dos testemunhos (Figs. 8.10 e 8.11).

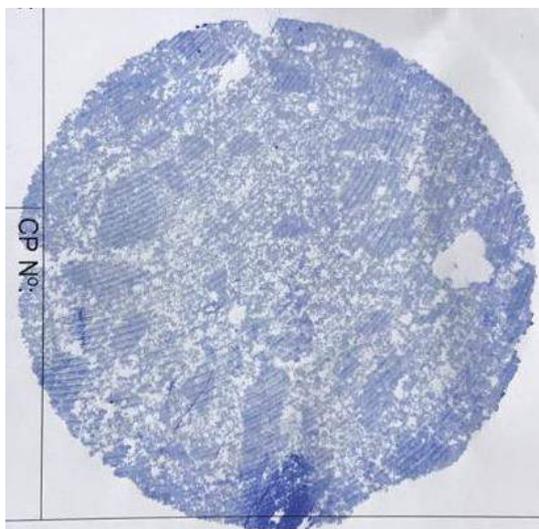


Figura 8.10. Papel-carbono superior (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

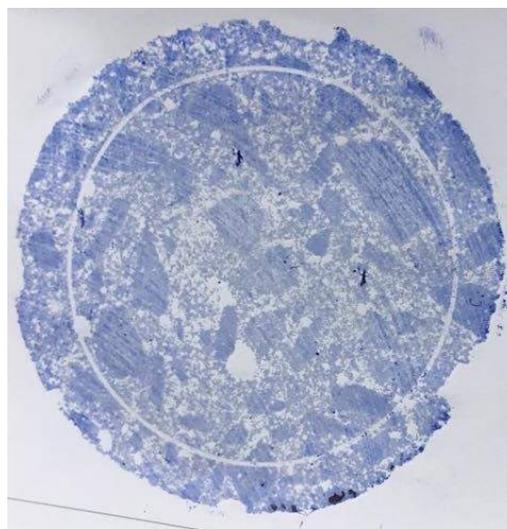


Figura 8.11. Papel-carbono inferior (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

Análise dos resultados: Os resultados obtidos são condizentes com os concretos produzidos na época, onde as resistências especificadas giravam em torno dos 150 kgf/cm² (15MPa) a 180 kgf/cm² (18MPa).

Resistência à Tração

O ensaio de resistência à tração foi realizado no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento sugerido na norma ABNT NBR 7222, supervisionado pela Geol. MSc. Ana Livia Silveira. Novamente, devido às limitações da extração e o pequeno número de testemunhos, um foi escolhido cuidadosamente, sendo considerado o melhor exemplar disponível para este ensaio.

As dimensões do testemunho ensaiado e seu resultado estão relacionados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultado obtido no ensaio de resistência à tração.

dimensão do testemunho (mm)		relação altura/diâmetro	massa específica (kg/m ³)	carga (N)	resistência à tração (MPa)
diâmetro	altura				
102,0	153,8	1,39	2260	50900	2,07

Análise do resultado: O resultado obtido corresponde a aproximadamente 10% do valor obtido para a resistência à compressão, o que é totalmente satisfatório, coerente e esperado.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Módulo de elasticidade

Os ensaios para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico foram realizados em função do número de corpos de prova disponíveis. Não foi possível obter testemunhos adequados ao ensaio de módulo de elasticidade estático ou convencional.

O ensaio de determinação da velocidade ultrassônica foi realizado para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico, no laboratório da *PhD Engenharia*, seguindo o procedimento sugerido na norma ABNT NBR 8802, supervisionado pela Eng^a. Jéssika Pacheco.

Devido às limitações da extração e o pequeno número de testemunhos, foi realizado o ensaio de ultrassom em apenas 03 (três) exemplares em decorrência dos demais possuírem diâmetro menor do que o dos transdutores. Os resultados estão apresentados na Tabela 4 e podem ser consultados também no *Anexo VII*.

Tabela 4. Resultados obtidos no ensaio de ultrassom

<i>n° do testemunho</i>	<i>velocidade ultrassônica (m/s)</i>	<i>módulo de elasticidade dinâmico calculado (GPa)</i>
08	3663	27,5
09	3788	29,4
10	3669	27,6

O cálculo do valor do módulo de elasticidade dinâmico foi realizado através da equação 1.

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

V_p é a velocidade de onda longitudinal;

E é o módulo de elasticidade dinâmico;

ν é o coeficiente de Poisson, considerado igual a 0,2 e

ρ é a massa específica do concreto (valor obtido em ensaio: 2280 kg/m³)

Por sua vez, o ensaio de Determinação do Módulo de Elasticidade Dinâmico por Estímulo de Impacto foi, também, realizado no laboratório da *PhD Engenharia*, seguindo o procedimento da norma ASTM C215 realizado pela Eng^a. Jéssika Pacheco e acompanhado pelo Sr. Matheus Moreira. Devido às limitações da extração, e ao pequeno número de corpos de prova (testemunhos), o ensaio por estímulo de impacto foi realizado em 01 (um) exemplar. O resultado obtido está apresentado na Tabela 5 e podem ser consultados também no *Anexo VII*.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Tabela 5. Resultado obtido no ensaio por estímulo de impacto.

<i>n. do testemunho</i>	<i>E_{longitudinal} (GPa)</i>	<i>E_{transversal} (GPa)</i>
08	19,8	12,3

Análise dos resultados: Com base na dissertação de mestrado do Me. Eng. Pedro Bilesky⁵⁴, pode-se estimar o módulo de elasticidade estático, convencional, variando numa ampla faixa de 10 GPa a 26 GPa, sendo mais razoável considerar um módulo de elasticidade variando de 20 GPa a 26 GPa. Esta hipótese se justifica porque o valor de 10 GPa foi estimado a partir do módulo de impacto que foi realizado em apenas 1 testemunho e, portanto, menos representativo que o módulo dinâmico obtido de 3 testemunhos.

Ensaio de absorção de água, índices de vazios e massa específica

O ensaio de determinação do índice de absorção de água, índice de vazios e massa específica foram realizados no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento sugerido na norma ABNT NBR 9778, realizados pela Geol. MSc. Ana Livia Silveira. Os resultados estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Resultados obtidos para o índice de absorção de água, índice de vazios e massa específica.

<i>ensaios</i>	<i>amostra</i>		
	<i>pilar</i>	<i>laje</i>	<i>escombros</i>
absorção após imersão e fervura (%)	6,52	6,68	8,02
índice de vazios após saturação e fervura (%)	14,75	15,21	17,75
massa específica da amostra seca (g/cm ³)	2,26	2,28	2,21
massa específica após saturação e fervura (g/cm ³)	2,41	2,43	2,39
massa específica real (g/cm ³)	2,65	2,69	2,69

Análise dos resultados: Observa-se que as amostras dos escombros, por terem sido submetidas à ação do fogo, sofreram alterações em sua constituição física, apresentando uma maior absorção e índice de vazios em relação às amostras que não foram submetidas à ação do fogo. Em geral, os resultados obtidos são condizentes à qualidade de um concreto de $f_{ck} = 20$ MPa.

⁵⁴ BILESKY, Pedro. **Contribuição aos estudos do módulo de elasticidade do concreto**. Dissertação. IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 2016. 298 p. Orientador: Paulo Helene.



Reconstituição de traço

O ensaio para a reconstituição de traço foi realizado no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento da norma interna ABCP PO-GT 3016, supervisionado pela Geol. MSc. Ana Livia Silveira. Para os cálculos de proporcionamento em massa foi adotado o valor de Óxidos de Cálcio igual a 60%. Não foi levada em conta a eventual presença de materiais calcários ligados aos agregados graúdos e miúdos. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 7 e o relatório de ensaios elaborado está disponibilizado no *Anexo I*.

Tabela 7. Resultados obtidos na reconstituição de traço.

<i>Amostra</i>	<i>Composição</i>	
	<i>Cimento</i>	<i>Agregados</i>
Pilar	1	5,9
Laje	1	6,2

Com base no traço em partes de massa e na massa específica, calculou-se o consumo de cimento empregado no preparo do concreto. Partiu-se do pressuposto de que faz parte da constituição deste concreto um teor de água de hidratação correspondente a 0,3 em relação ao cimento anidro. Assim, a partir da equação 2, é possível estimar o consumo de cimento em **314 kg/m³** para a amostra do pilar, e em **304 kg/m³** para a amostra da laje.

$$C = \frac{M}{1+P+A+a/c} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde:

C é o consumo de cimento;

M é a massa específica da amostra seca;

P é o agregado maior que 4,8mm;

A é o agregado menor ou igual a 4,8mm e

a/c é a relação água/cimento em massa

Análise dos resultados: os traços de concreto adotados neste edifício podem ser considerados compatíveis com a época, e o consumo de cimento obtido é adequado para a classe de agressividade na qual a estrutura estava inserida (à época da construção, classe II da ABNT NBR 12655:2015).



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Difratometria de raios x, Termodiferencial e Termogravimetria

Os ensaios de difratometria de raios x, Termodiferencial e Termogravimetria foram realizados no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento da norma interna ABCP PO-GT 5042, supervisionado pela Geol. MSc. Ana Livia Silveira. Estes ensaios objetivaram a identificação das fases cristalinas que compõe as amostras dos escombros, que foram destorroadas em almofariz e a porção moída e destorroada foi analisada no Difrátômetro de raios X, além de reconhecer, através de termogramas, a presença de picos referentes aos hidratados de cimento, ao hidróxido de cálcio e ao carbonato de cálcio, constituintes da pasta hidratada, além daqueles relativos ao quartzo presente no agregado miúdo. Os resultados dessas análises podem ser consultados nas Tabelas 8 e 9 e o relatório de ensaios elaborado está disponibilizado no *Anexo I*

Tabela 8. Compostos mineralógicos das amostras de concreto.

<i>Minerais</i>	<i>Quimismo Aproximado</i>	<i>Distância interplanar principal (Å)</i>	<i>Frequência relativa</i>					
			<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>
Feldspato	(Na _{0,5-0,3} , Ca _{0,5-0,7}) Al(Al _{0,5-0,7} , Si _{0,5-0,3}) Si ₂ O ₈	3,20	*	*	*	**	-	**
Mica	KAl ₂ (AlSi ₃ O ₁₀)(OH) ₈	9,99	**	*	**	**	**	***
Quartzo	SiO ₂	3,33	****	**	***	****	**	***
Calcita	CaCO ₃	3,03	**	*	*	*	*	*
Portlandita	Ca(OH) ₂	4,90	***	****	****	**	****	****

Simbologia - = não detectado ** = pouco frequente
 tr = traços *** = frequente
 * = presente **** = muito frequente

Nota: A avaliação semiquantitativa (expressa em número de asteriscos) das fases está fundamentada na altura dos picos de difração, cuja intensidade é função do teor, da simetria e do grau de cristalinidade do constituinte



Tabela 9. Resultados dos ensaios de Termodiferencial e Termogravimetria.

Identificação da amostra	Perda de Massa (%)						
	40° a 200°C (Perda de água livre e/ou adsorvida e decomposição dos silicatos hidratados)	200° a 400°C (Decomposição dos aluminatos hidratados)	400° a 500°C [Decomposição do Ca(OH) ₂]	500° a 800°C (Descarbonatação do CaCO ₃)	Ca(OH) ₂	CaCO ₃	
214424	topo	4,59	2,03	1,32	10,34	5,4	23,5
	meio	7,54	4,86	3,85	2,90	15,8	6,6
	base	8,14	4,81	4,16	2,97	17,1	6,8
214425	topo	4,35	2,79	1,46	11,53	6,0	26,2
	meio	8,38	5,45	4,18	4,31	17,1	9,8
	base	6,42	4,00	2,84	3,81	11,7	8,7

Análise dos resultados: as amostras de topo na região do cobrimento resultaram em teores de portlandita três vezes menor de que as amostras de meio e base, o que condiz com o aspecto friável encontrado na região do cobrimento *in loco*, mas, por outro lado, mais íntegro na região da armadura (meio e base). Esta também pode ser uma das justificativas da integridade mecânica da armadura, ou seja, não foi atingida por altas temperaturas.

8.3.2. Armadura

Para os ensaios mecânicos com as barras de aço, diferentemente da limitação das amostras de concreto, as amostras eram abundantes. Os ensaios, sem custo para o IBRACON, foram realizados nas dependências dos laboratórios da *ArcelorMittal*, em Juiz de Fora, MG e contaram com o acompanhamento e supervisão dos Srs. Antônio Paulo Pereira, Luis Adauto Moraes Mazarin, Thamyris Torsani Pimentel, José Luiz de Moraes Andrade, Eduardo Antônio de Araújo Franca e João Ricardo Cambraia de Souza Brissac. O relatório de ensaios elaborado está disponibilizado no *Anexo I*.

Tipologia do Aço empregado

O aço empregado na armadura do Edifício Wilton Paes de Almeida era de dois tipos, e foram nomeados de entalhado e liso, em função da sua geometria. Conforme demonstrado na Tab. 10 e Fig. 8.12, as amostras numeradas de 1 a 6 foram classificadas como entalhadas, enquanto que as demais foram classificadas como lisas. Apesar do estranhamento inicial, devido ao formato original, as barras “entalhadas” com depressões apresentadas de maneira uniformemente ordenadas variam sua angulação em 90°, conforme se observa na Fig. 8.13. As medições e análises realizadas para as barras entalhadas estão apresentadas na Tabela 11.

Tabela 10. Classificação das amostras de aço.

<i>n°</i>	<i>bitola (mm)</i>	<i>descrição</i>	<i>observação</i>
1	22	armadura longitudinal do pilar	entalhado
2	22	armadura longitudinal do pilar	entalhado
3	20	armadura longitudinal do pilar	entalhado
4	20	armadura longitudinal do pilar	entalhado
5	16	armadura longitudinal do pilar	entalhado
6	16	armadura longitudinal do pilar	entalhado
7	10	armadura transversal	liso
8	10	armadura transversal	liso
9	10	armadura transversal	liso
10	8	armadura complementar	liso



Figura 8.12. Classificação das amostras de aço (Fonte: ArcelorMittal)

Após pesquisas e contribuições do Prof. Dr. Eduardo Thomaz, acredita-se que as barras de aço para concreto armado foram fabricadas pela empresa Peristahl S.A., que já encerrou suas atividades comerciais e industriais no Brasil. Estas barras são encruadas a frio, por mordedura em duas direções normais e ortogonais.

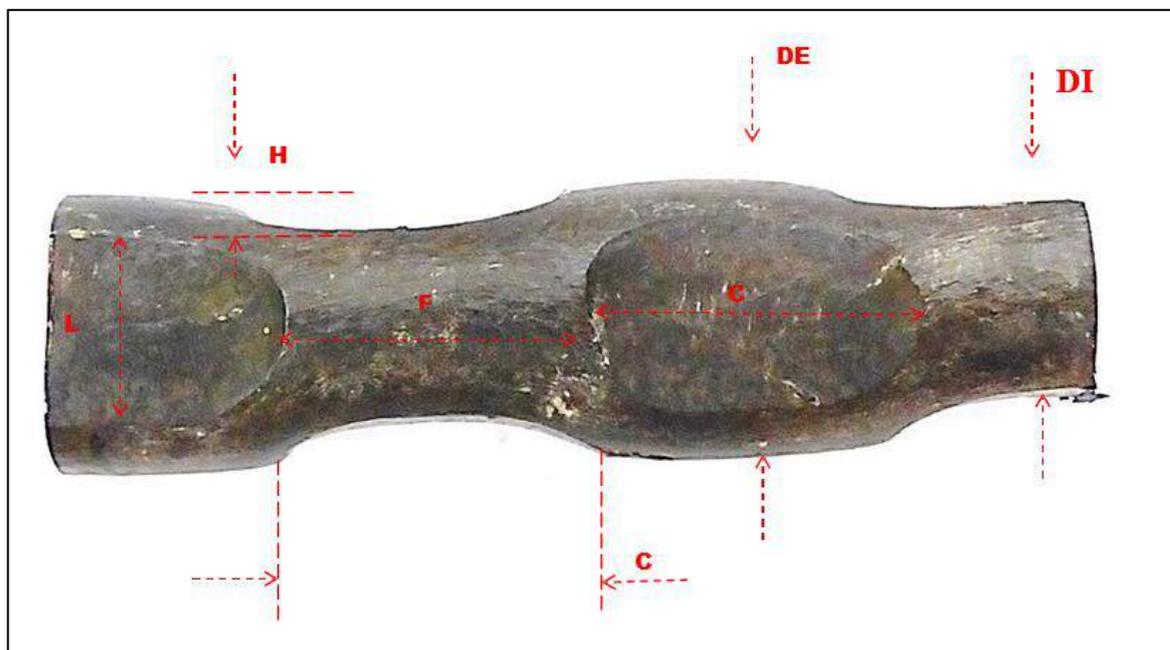


Figura 8.13.2 Tipologia da barra entalhada (Fonte: ArcelorMittal)

Tabela 11. Medições e análises realizadas para as barras entalhadas.

Bitola (mm)	Diâmetro Externo (entalhe) DE (mm)		Diâmetro Interno (entalhe) DI (mm)		Profundidade Entalhe (H) (mm)		Entalhe (comprimento/ largura) (mm)	Espaçamento entre entalhes E (mm)
	Lado A	Lado B	Lado A	Lado B	A	B		
22	23,89	24,05	17,01	16,61	3,4	3,7	27,5 / 14,7	25,6
	25,01	24,91	16,92	16,96	4,0	4,0	27,2 / 15,2	25,3
20	20,92	21,56	14,62	14,02	3,2	3,8	25,2 / 13,1	27,8
	20,62	20,77	14,55	14,41	3,0	3,2	22,4 / 11,2	29,3
16	17,82	18,48	11,58	12,24	3,1	3,1	22,7 / 10,7	31,1
	18,47	18,21	12,2	12,13	3,1	3,0	21,3 / 10,3	30,7

As mesmas medições e análises foram realizadas para as barras lisas, e os valores encontram-se na Tabela 12.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Tabela 12. Medições e análises realizadas para as barras lisas.

Bitola (mm)	Amostra	Diâmetro Mínimo	Diâmetro Máximo	Ovalização
10	7	9,67	9,86	0,19
	8	8,96	9,83	0,87
	9	9,59	9,75	0,16
8	10	7,18	8,23	1,05

Espectrometria de emissão ótica

Para o completo conhecimento da composição química das amostras de aço, estas foram submetidas à Análise Química em Espectrômetro de Emissão Ótica (ARLW), e os resultados obtidos estão expostos na Tabela 13. Ainda, compararam-se também as amostras do edifício com os atuais parâmetros para cada elemento químico presente, e os limites estipulados pela ABNT NBR 8965.

Tabela 13. Resultados obtidos na ARLW.

Bitola (mm)	Amostra	C	Mn	Si	P	S	Cu	Cr	Ni	Sn	Mo	N	Ceq
22	1	0.29	0.91	0.41	0.029	0.051	0.02	0.01	0.02	0.10	0.01	0.0032	0.47
	2	0.28	0.91	0.41	0.028	0.049	0.02	0.01	0.02	0.10	0.01	0.0037	0.46
20	3	0.25	0.72	0.36	0.035	0.043	0.02	0.01	0.01	0.13	0.01	0.0048	0.39
	4	0.26	0.73	0.39	0.036	0.049	0.02	0.01	0.01	0.15	0.01	0.0048	0.40
16	5	0.26	0.66	0.36	0.014	0.049	0.03	0.01	0.02	0.17	0.01	0.0059	0.39
	6	0.26	0.66	0.38	0.013	0.052	0.03	0.01	0.02	0.17	0.01	0.0046	0.40
10	7	0.16	0.36	0.02	0.027	0.039	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0045	0.22
	8	0.11	0.48	0.33	0.026	0.014	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0059	0.21
	9	0.09	0.56	0.35	0.031	0.012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0061	0.20
8	10	0.12	0.45	0.11	0.143	0.071	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0067	0.20
16 atual	sem tratamento	0.33	0.82	0.25	0.015	0.020	0.11	0.09	0.04	0.01	0.01	0.0069	0.51
20 atual	com tratamento	0.27	0.94	0.18	0.031	0.018	0.13	0.08	0.04	0.01	0.01	0.0070	0.46
ABNT NBR 8965/85		0.38 máx.	1.56 máx.	0.55 máx.	0.058 máx.	0.058 máx.	-						0.59 máx.

Tração

Todas as amostras foram ensaiadas para avaliar a sua resistência à tração (Fig. 8.14), e os valores obtidos estão expostos na Tabela 14.

Tabela 14. Resultados obtidos no ensaio de resistência à tração.

Barra	Diâmetro (mm)	Massa Linear (kg/m)	f_{st} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{st}/f_{yk}	Alongamento (%)	Ruptura
Entalhada	22	2.876	750	620	1.21	6.8	Dúctil
		2.929	760	640	1.20	5.5	Dúctil
Entalhada	20	2.160	720	620	1.17	3.0	Dúctil
		2.146	720	600	1.19	6.0	Dúctil
Entalhada	16	1.545	730	610	1.21	6.9	Dúctil
		1.532	730	550	1.32	6.3	Dúctil
Lisa	10	0.560	490	370	1.32	28.0	Dúctil
		0.546	470	320	1.45	35.0	Dúctil
		0.574	490	350	1.39	27.0	Dúctil
Lisa	8	0.354	550	440	1.23	18.8	Dúctil

Os ensaios nas amostras numeradas de 1 a 6 tiveram sua ruptura nas garras do equipamento (Fig. 8.15), portanto devem-se desconsiderar os seus valores de alongamento.

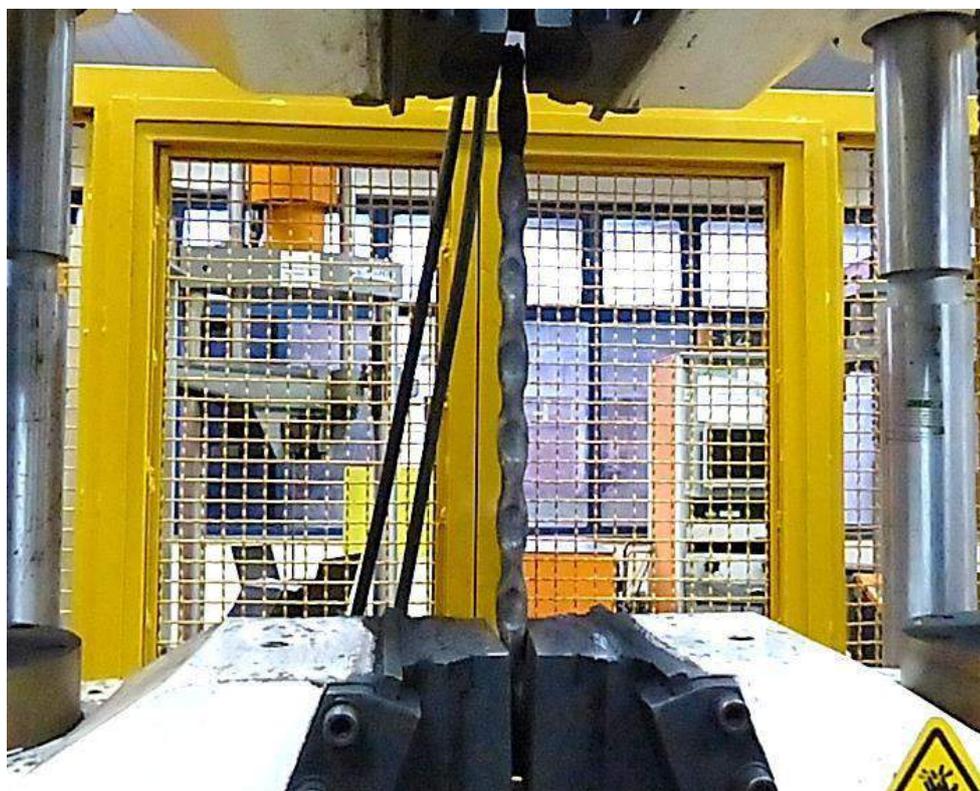


Figura 8.14. Ensaio de resistência à tração (Fonte: ArcelorMittal)



Figura 8.15. Ruptura da barra na garra da prensa (Fonte: ArcelorMittal)

Foi realizado o comparativo com as especificações da norma ABNT NBR 7480 e nenhum resultado atendeu à ABNT NBR 7480 atual.

Dobramento

Foram realizados os ensaios de dobramento considerando-se as normas EB-3 de 1939 e a ABNT NBR 7480:2007. As amostras de nº 1 a 6 (barras entalhadas) apresentaram quebras no dobramento em pino 2 e não atendem aos requisitos da norma EB-3 1939, porém não quebraram quando dobradas em pino 3, e assim atenderiam a norma NBR 7480/07 num critério mais rigoroso, visto que a norma pede dobramento em pino 6. As amostras de nº 7 a 10 (barras lisas) não apresentaram quebras e assim atendem aos requisitos da norma EB-3 1939. Os resultados obtidos estão expostos nas Tabelas 15 e 16.

Tabela 15. Resultados obtidos no ensaio de dobramento.

<i>Amostra</i>	<i>Bitola (mm)</i>	<i>Pinos Dobramento</i>	
		<i>EB-3 1939</i>	<i>NBR 7480/07 pino 3</i>
1 e 2	22	Quebra	Ok
3 e 4	20	Quebra	Ok
5 e 6	16	Quebra	Ok
7 a 9	10	Ok	Ok
10	8	Ok	Ok

Tabela 16. Detalhe dos resultados obtidos no ensaio de dobramento (Fonte: ArcelorMittal)

Diâmetro	16mm	20mm	22mm
Pino 2X			
Pino 3X			

Metalografia

As figuras a seguir apresentam os resultados obtidos na metalografia nas barras de aço com 22 mm de diâmetro.



Figura 8.16. Seção transversal, 2x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

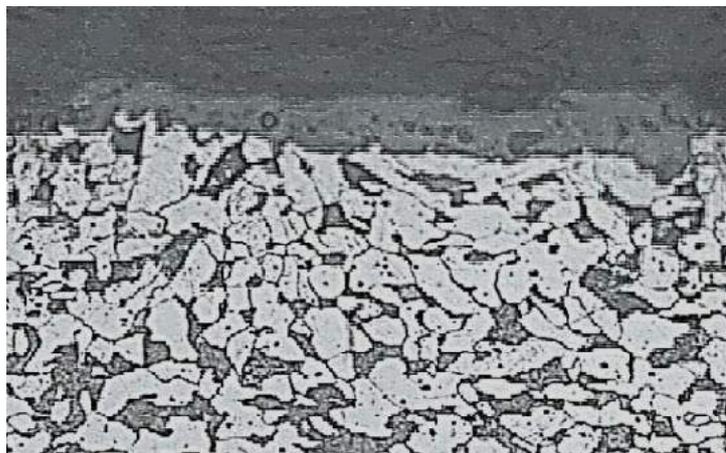


Figura 8.17. Superfície da amostra, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal):

Superfície composta de grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio.

Presença de óxido FeO (carepa).

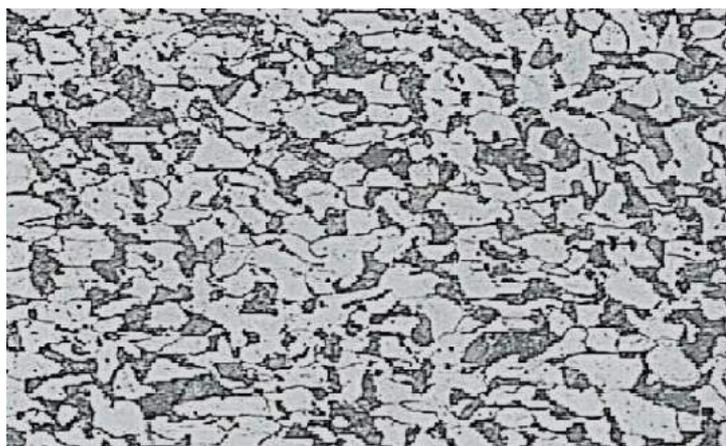


Figura 8.18 Seção transversal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, grãos irregulares tamanho 8 - 9 ASTM E112.

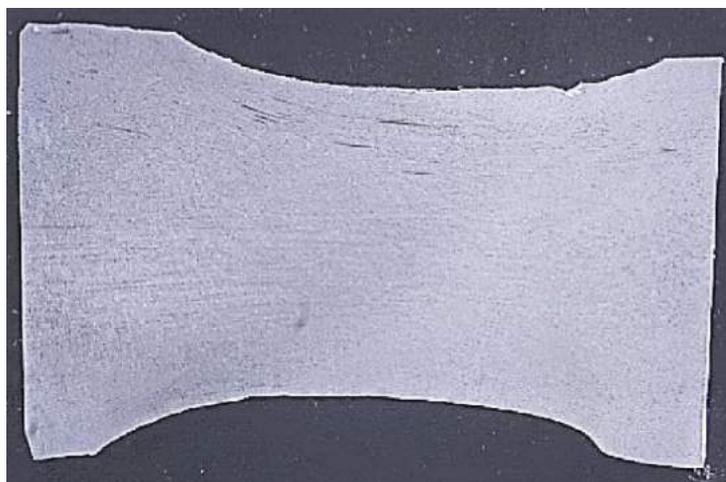


Figura 8.19. Seção longitudinal, 2x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

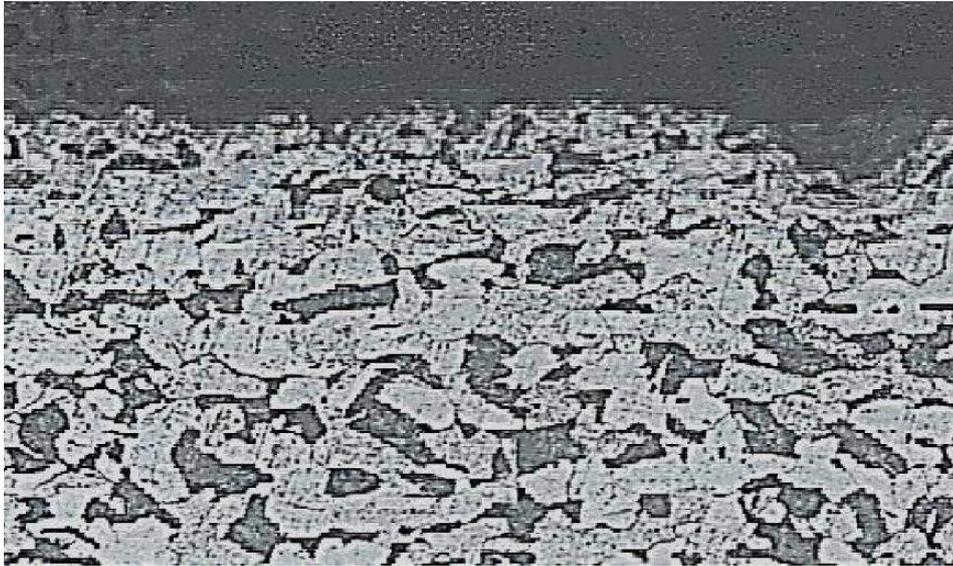


Figura 8.20. Superfície, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Superfície composta de grãos regulares sem vestígios de deformação a frio.

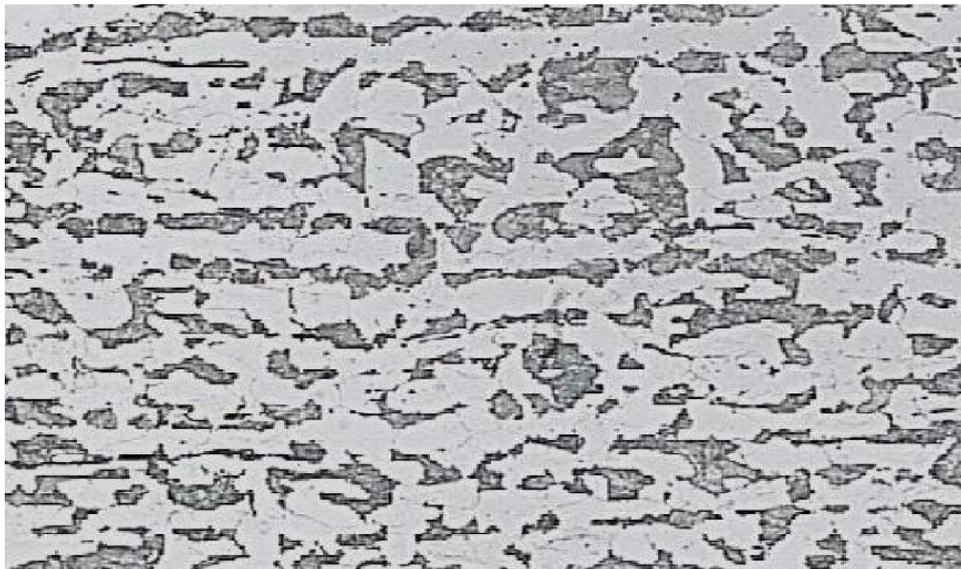


Figura 8.21. Seção Longitudinal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Detalhe da superfície ao fundo do entalhe, notando-se nitidamente grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio, sinalizando que os entalhes foram realizados com as amostras em alta temperatura; ainda, na superfície, observa-se a presença de óxido (carepa).

Por outro lado, pode-se notar que, à medida que se desloca da superfície para o núcleo, ocorre um leve crescimento de grãos. Estrutura composta de perlita e ferrita de textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (*ghost-lines*).

Seção transversal - Ataque nital 2% e 200X ampliação.

As figuras a seguir apresentam os resultados obtidos na metalografia nas barras de aço com 20mm de diâmetro.

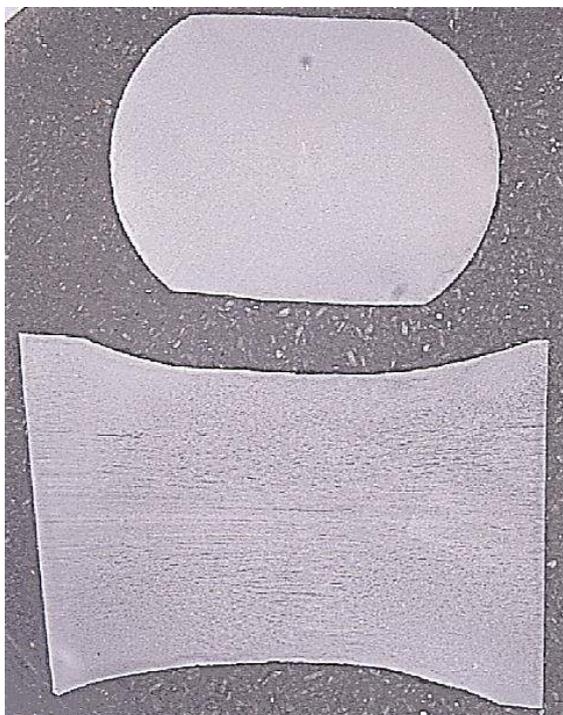


Figura 8.22. Seções transversal e longitudinal, 20mm (Fonte: ArcelorMittal)

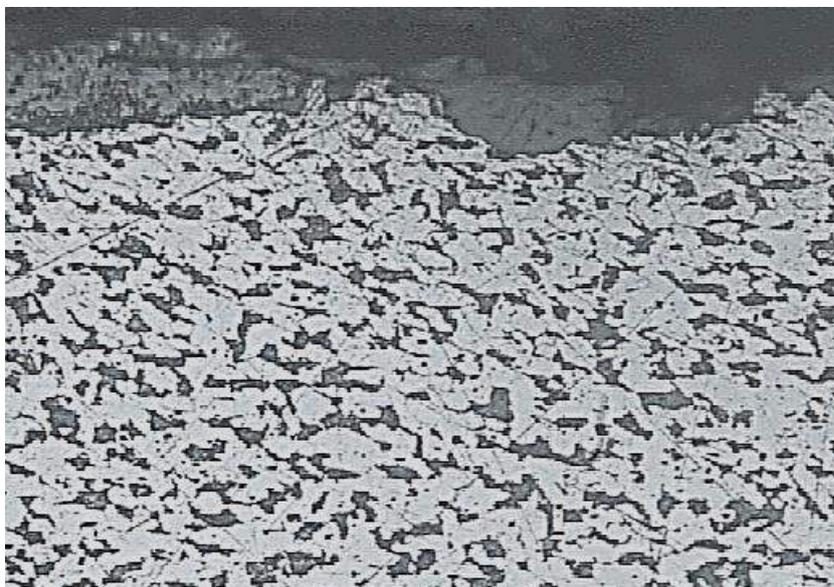


Figura 8.23.3 Superfície 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Superfície composta de grãos irregulares tamanho 9 - 10 ASTM E112, sem vestígios de deformação a frio. Nota-se presença de óxidos FeO (carepa).

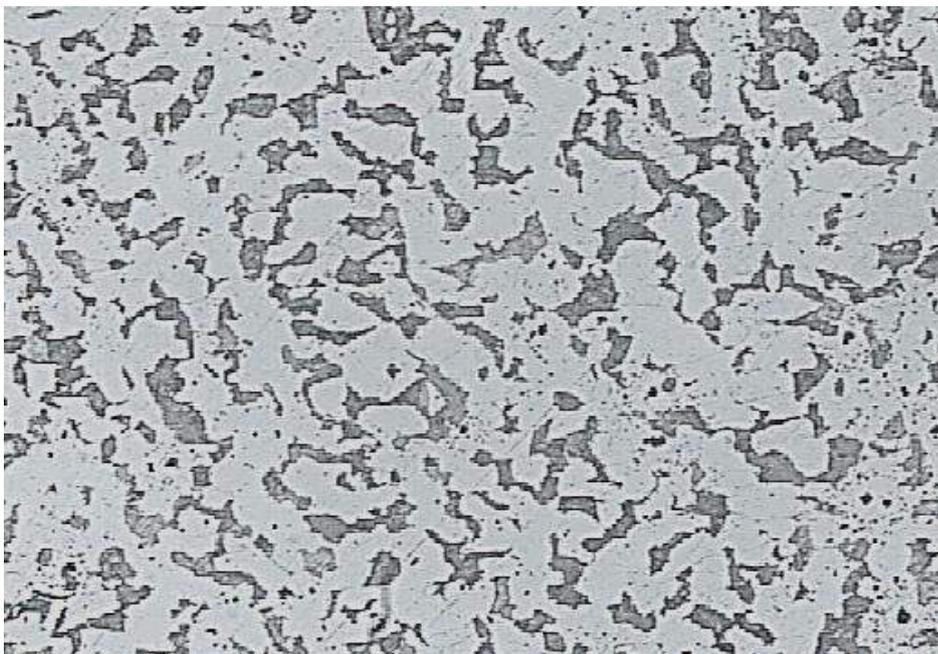


Figura 8.24. Seção transversal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, grãos irregulares tamanho 8 - 9 ASTM E112.



Figura 8.25. Superfície longitudinal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Superfície composta de grãos regulares tamanho 9 -10 ASTM E112 sem vestígios de deformação a frio.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

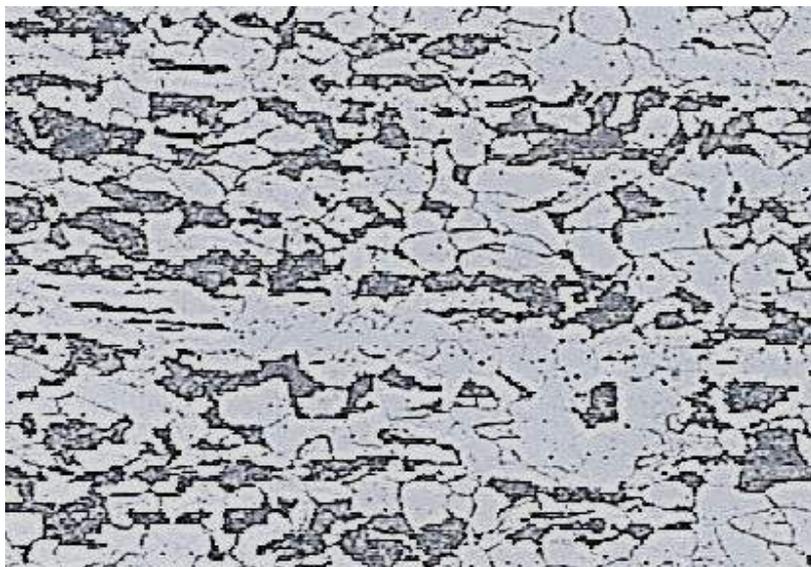


Figura 8.26. Seção longitudinal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).

Detalhe da superfície ao fundo do entalhe com grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio, sinalizando que os entalhes foram realizados em alta temperatura; observa-se na superfície a presença de óxido (carepa).

Adicionalmente, nota-se que à medida que se desloca da superfície para o núcleo, ocorre leve crescimento de grãos. Estrutura composta de perlita e ferrita de textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).

Seção transversal - Ataque nital 2% e 200X ampliação.

As Figuras a seguir apresentam os resultados obtidos na metalografia nas barras de aço com 16mm de diâmetro.

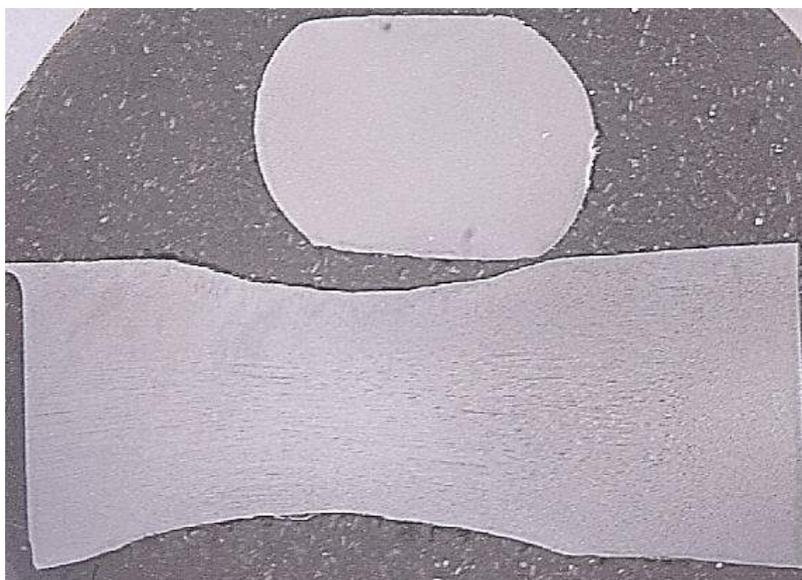


Figura 8.27. Seções longitudinal e transversal, 2x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

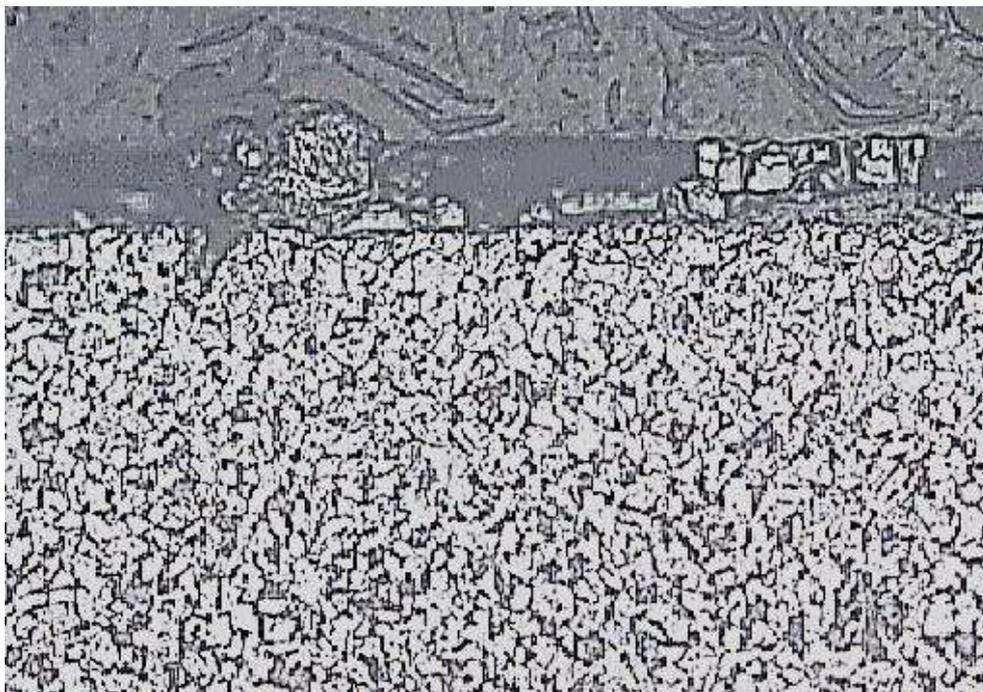


Figura 8.28. Superfície transversal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Superfície composta de grãos irregulares 9 – 1- ASTM E112, sem vestígios de deformação a frio.

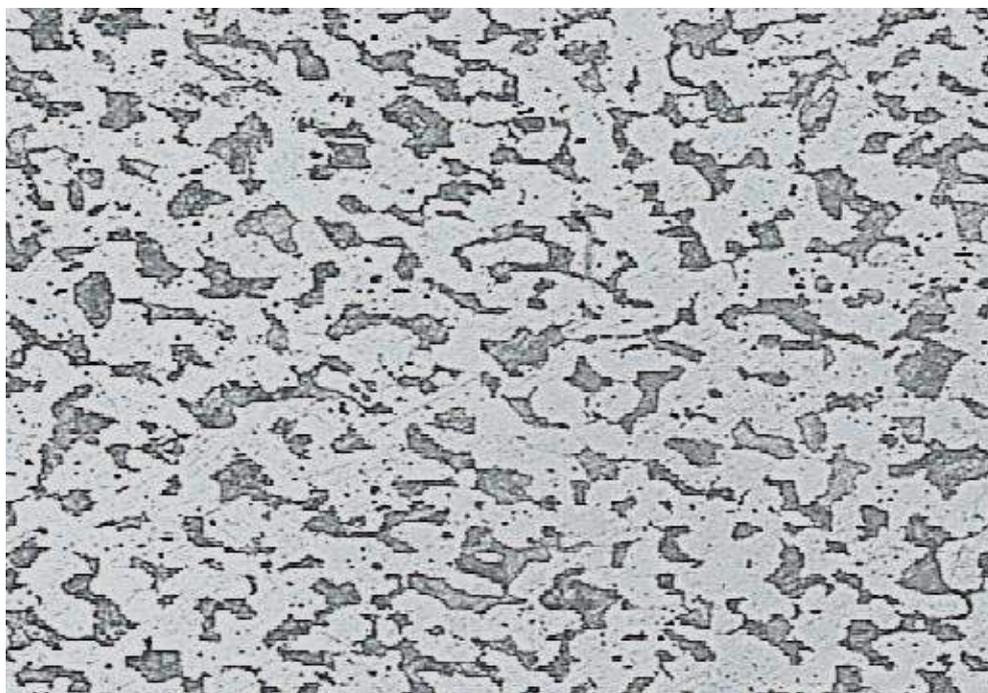


Figura 8.29. Seção transversal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, grãos irregulares tamanho 10 ASTM E112.



Figura 8.30. Superfície longitudinal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

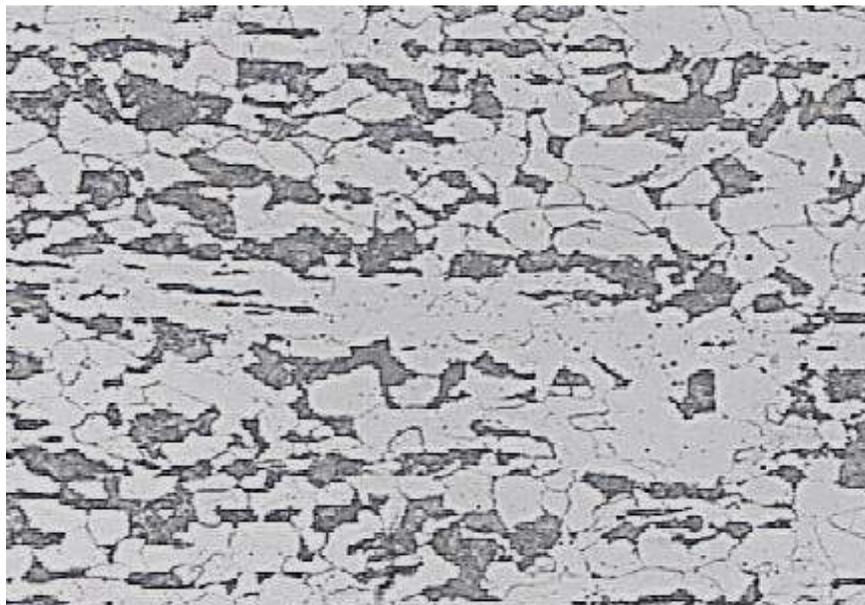


Figura 8.31. Seção longitudinal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Textura alinhada com faixas de ferrita, ricas em fósforo (*ghost-lines*).

Detalhe da superfície ao fundo do entalhe com grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio, sinalizando que os entalhes foram realizados em alta temperatura ainda; observa-se na superfície a presença de óxido (carepa). Adicionalmente, nota-se que à medida que se desloca da superfície para o núcleo, ocorre leve crescimento de grãos. Estrutura composta de perlita e ferrita de textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (*ghost-lines*).

Seção transversal - Ataque nital 2% e 200X ampliação.

As Figuras a seguir apresentam os resultados obtidos na metalografia nas barras de aço com 10mm de diâmetro.

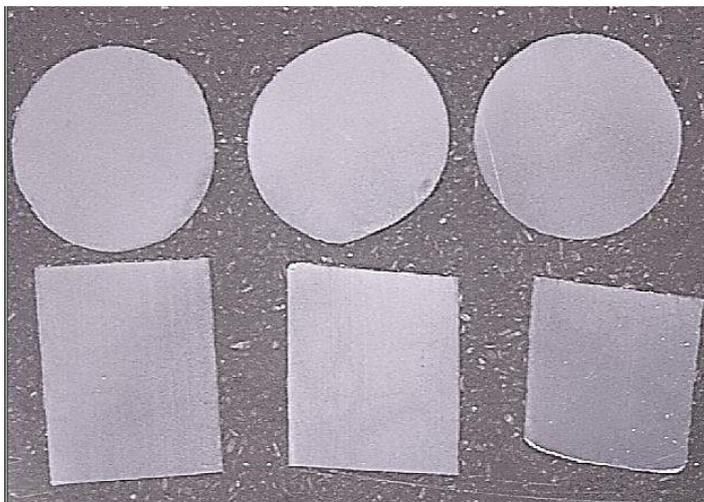


Figura 8.32. Seções transversal e longitudinal, 2x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

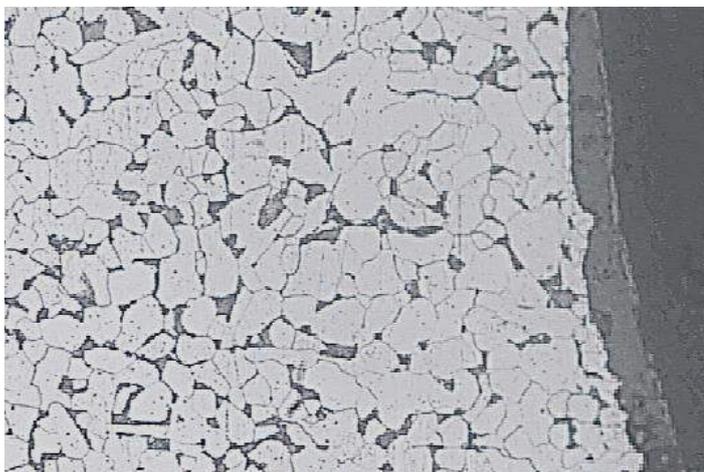


Figura 8.33. Superfície transversal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Superfície com estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, sem vestígios de deformação a frio.

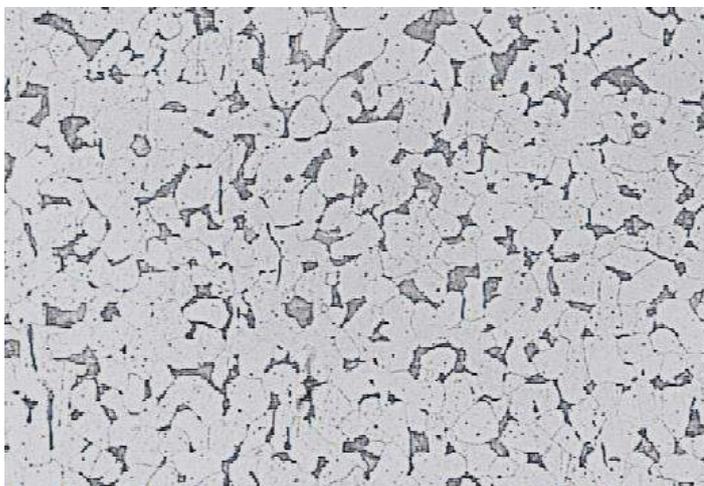


Figura 8.34. Seção longitudinal, 200x ampliado (Fonte: ArcelorMittal)



Núcleo com estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, tamanho de grão 8 - 9 ASTM E112.

As Figuras a seguir apresentam os resultados obtidos na metalografia nas barras de aço com 8mm de diâmetro.

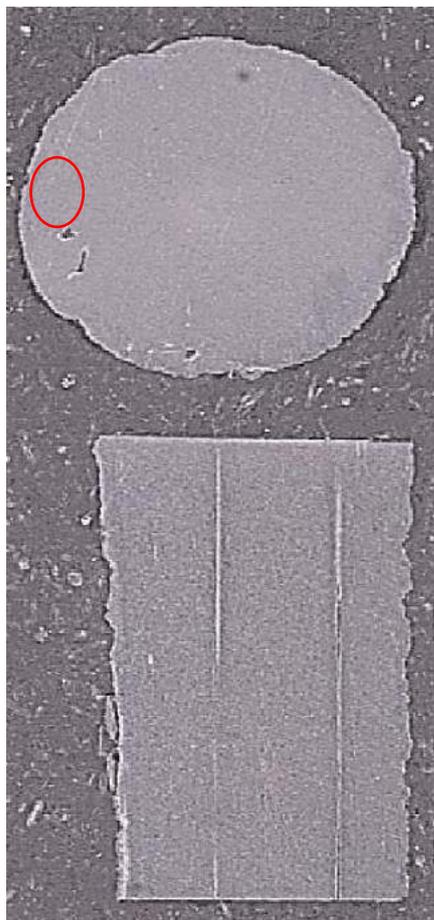


Figura 8.35. Seções transversal e longitudinal, 2,5x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)



Figura 8.36.4 Macro-Inclusão exógena do detalhe (Fonte: ArcelorMittal)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"



Figura 8.37. Superfície transversal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Superfície com estrutura normalizada de perlita e ferrita sem vestígios de deformação a frio.



Figura 8.38. Seção longitudinal, 200x ampliada (Fonte: ArcelorMittal)

Análise dos resultados: as amostras de barras longitudinais entalhadas com bitolas de 22, 20, e 16 mm correspondem ao aço CA 60 e as barras transversais lisas com bitola de 10 mm e as barras complementares lisas com bitola de 8 mm correspondem ao aço CA 37.

8.3.3. Ensaios adicionais

Apreciação petrográfica dos agregados

A microscopia estereoscópica dos agregados constituintes do concreto do Edifício Wilton Paes de Almeida foi realizada no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento da norma interna ABCP PO-GT 3016 rev. 02, supervisionado pela Geol. M.Sc. Ana Lúvia Silveira e Geol. Arnaldo Forti Battagin. Foram extraídas da amostra do pilar, 04 (quatro) frações em função da distância da amostra à superfície, conforme Fig. 8.39.

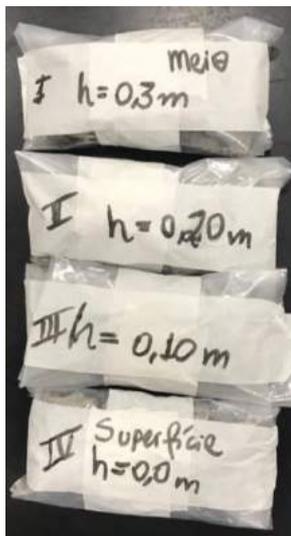


Figura 8.39. Amostras do concreto para apreciação petrográfica (Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland).

Segundo as análises petrográficas, constantes no Anexo VIII, observou-se que o concreto analisado é composto por agregados do tipo brita e areia provenientes de britagem de rocha e areia de rio. As análises sugerem uma boa qualidade dos agregados. O agregado graúdo é proveniente de rocha ígnea, petrograficamente denominada Biotita Granito, conforme figuras 8.40 e 8.41. Esta rocha granítica observa-se íntegra, sem fissuração, lasqueamento e alterações. Observou-se a presença, em menor quantidade, de uma rocha máfica, provavelmente oriunda de um veio dessa rocha cortando o maciço, conforme figura 8.42. Esta rocha máfica observa-se íntegra, sem fissuração, lasqueamento e alterações. A tabela 17 apresenta as características gerais, macroscópicas do agregado graúdo.



Figura 8.40. Visão geral do agregado graúdo (Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland)



Figura 8.41. Aspecto geral do agregado graúdo. 12x aumentado (Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland)



Figura 8.42. Visão geral do agregado miúdo (Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland)



Figura 8.43. Aspecto geral do agregado graúdo máfico. 12x aumentado (Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland)

Tabela 17. Características Gerais do agregado graúdo.

<i>Características</i>		<i>Agregado Graúdo</i>
Tipo		Pedra Britada
Cor		Cinza com faixas claras e escuras
Forma		Inequidimensional (cúbicas e lamelares)
Grau de arredondamento		Angulosos
Dimensão	Intervalo de variação	0,5cm a 4,0cm
	Dimensão média	2,5cm
Caracterização Físico-mecânica	Friabilidade	Não friável
	Compacidade	Compacto
	Tenacidade	Elevada

A tabela 18 traz os resultados da análise do agregado miúdo, Fig. 8.44. O agregado miúdo é predominantemente areia proveniente da britagem da rocha citada anteriormente, e por areia de rio. A areia de rio é composta principalmente, por seixos quartzosos subangulares (A) de tamanhos variados e fragmentos de rochas (R).



Figura 8.44. Aspecto geral do agregado miúdo. 12x aumentado (Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland).

Tabela 18. Características Gerais do agregado miúdo.

<i>Características microscópicas</i>		<i>Agregado Miúdo</i>
Grau de arredondamento		Angulosos e subangulosos
Impregnações		-
Mineralogia	Principal	Quartzo e feldspato
	Subordinada	Opacos e mica
Tipo/ Origem		Areia proveniente de britagem de rocha
Alteração		Raras nos feldspatos e nas micas

Análise dos resultados: Do ponto de vista petrográfico, os agregados apresentam boas características para serem usados em concretos e não foi observada nenhuma feição causada por exposição prejudicial ao fogo. Por exemplo, não foi observada a presença de cristais fraturados de quartzo e fraturas nas suas interfaces cristalinas que são indicativas de transformações alotrópicas do quartzo. Essas transformações alotrópicas do quartzo alfa em quartzo beta ocorrem com o aumento de volume quando a temperatura teórica atinge 573°C, ou seja, essa pode ser uma evidência de que o concreto não fora submetido a temperaturas superiores a 570°C.

Medição de carbonatação

A avaliação da camada de carbonatação foi realizada nas dependências da Universidade Presbiteriana Mackenzie e estavam presentes os Srs. Matheus Moreira, Lázaro de Castro e a Eng. Jéssika Pacheco. A determinação da profundidade de carbonatação foi analisada através de um indicador químico de pH. Este indicador é a fenolftaleína. Esta substância é diluída em álcool etílico na concentração de 1%. A solução de fenolftaleína é incolor em pH inferior à



8,3⁵⁵; rosa na faixa de 8,0 e 9,5; e vermelho-carmin quando valores de pH maiores de 9,5. Para as amostras armazenadas, foram escolhidas regiões próximas à face exposta às chamas (Fig. 8.45).



Figura 8.45. Face queimada, antes do ensaio de carbonatação (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

Após a escolha da região a ser aplicada a solução de fenolftaleína, a camada de concreto de cobertura das armaduras foi removida com o auxílio de um martelo, expondo as armaduras. (fig. 8.46)



Figura 8.46. Remoção de resíduo para carbonatação (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

⁵⁵ Segundo publicação de ANDRADE, C; Manual para diagnóstico de Obras por corrosão de armaduras. PINI, 1992, 104p.

A solução de fenolftaleína foi borrifada em toda a região recém exposta, e pode-se observar a rápida reação ao assumir a coloração rósea, indicando uma região ainda alcalina, e não carbonatada, indicando que a barra de aço continua protegida e passivada. (Fig. 8.47)



Figura 8.47. Aplicação da solução de fenolftaleína (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

Os valores obtidos para a camada de carbonatação nas regiões mais afetadas estão compreendidas entre 2,5 cm e 3,0 cm.

Análise dos resultados: Os valores obtidos corroboram a hipótese de que elementos estruturais revestidos, como era o caso dos pilares deste edifício, apresentam uma durabilidade maior, pois o revestimento passa a funcionar como uma barreira contra a penetração da frente de carbonatação e do calor.



9. ANÁLISE ESTRUTURAL

Um dos pontos mais críticos desta investigação foi a análise da estrutura de concreto armado do edifício, uma vez que a estrutura tal qual se apresentava após o colapso, não coincidia com as descrições de teses, reportagens e especialistas da época, onde todos afirmavam que o edifício Wilton Paes de Almeida possuía estrutura composta por pilares metálicos e laje de concreto.

Diante dessa situação, coube a esta PhD iniciar um intenso trabalho de pesquisa e cruzamento de informações com objetivo de reproduzir o modelo estrutural do edifício da forma mais fidedigna possível.

Assim, junto com a equipe da SPU, liderada pelo Eng. Leandro Coelho, procedeu-se a averiguação de todos os desenhos disponíveis do referido edifício, assim como buscou-se a validação da geometria de alguns elementos através de partes dos destroços preservadas para esta investigação.

A seguir serão listados os principais aspectos avaliados nesta comparação juntamente com o modelo estrutural elaborado para esta análise.

Geometria e armadura do pilar

Após o corte diamantado da seção do pilar extraído dos escombros, ficou evidente a disposição das armaduras dentro do pilar, sendo então possível se realizar o levantamento geométrico do trecho de pilar amostrado (Fig. 9.1).

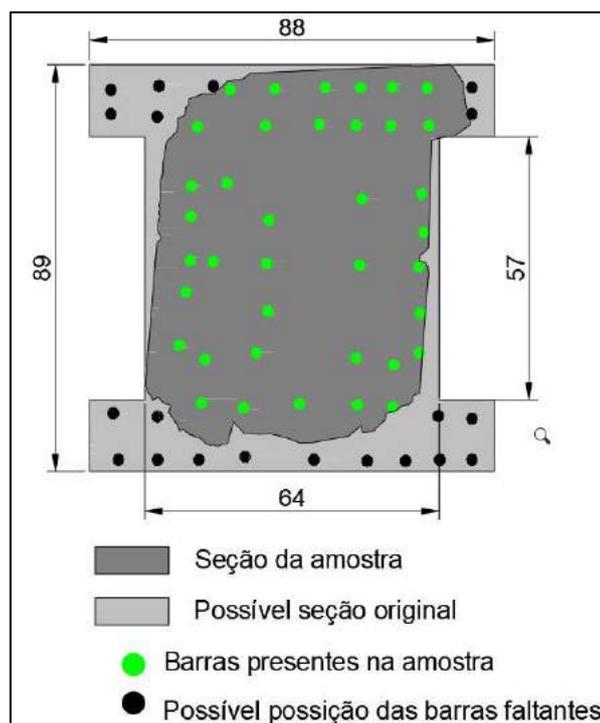


Figura 9.1. Levantamento da amostra (Fonte: Acervo PhD Engenharia)

O trecho de pilar amostrado estava armado com 38 barras de aço longitudinais e 4 estribos, além de mais 04 ganchos ou estribos complementares, como identificado na Fig. 9.2. A partir desse trecho, desenvolveu-se uma possível seção idealizada para o trecho coletado, baseando-se no espelhamento e simetria da posição das barras.

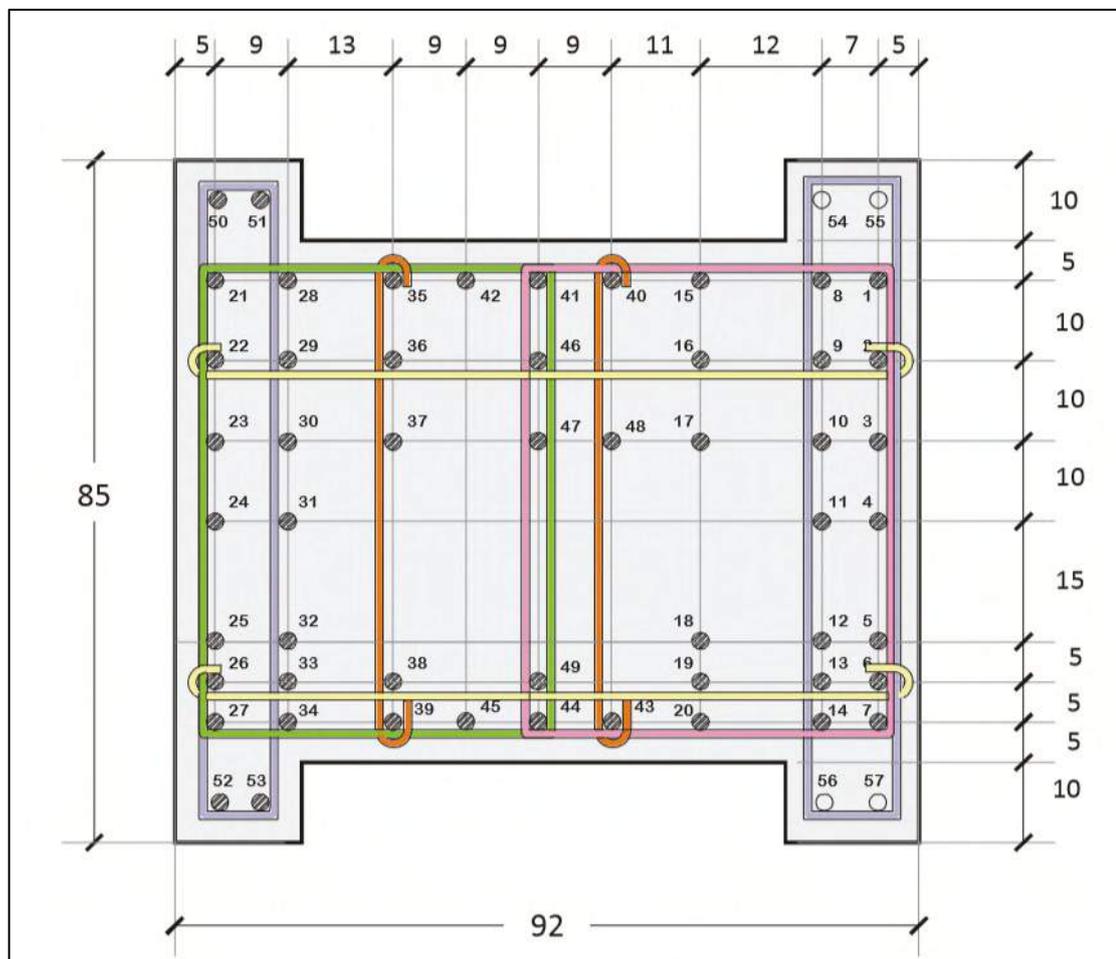


Figura 9.2. Configuração idealizada da armadura (Fonte: Acervo PhD Engenharia)

Com o conhecimento da seção, disposição das barras de aço e seus respectivos diâmetros médios, foi possível estimar a taxa de armadura longitudinal em aproximadamente 3%, o que é convencional para edificações com múltiplos pavimentos.

O cobrimento das armaduras, importante verificação ao critério de durabilidade e de resistência ao fogo, variava de 1 cm a 5 cm na amostra coletada, o que, mais uma vez, evidenciava uma falta de controle e cuidado na época de execução do edifício.

Do ponto de vista da resistência ao fogo, o cobrimento (C1) que é utilizado para o cálculo da resistência da armadura ao gradiente térmico, vai da face externa do pilar até o centro da armadura principal, o neste caso variou de 2,5 cm a 6,5 cm.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Geometria e armadura da viga faixa

No trecho de pilar coletado, encontra-se a intersecção pilar-laje, e sua armadura evidente. Portanto, foi possível determinar a disposição das armaduras na viga faixa que suportava a laje. (Fig. 9.3)

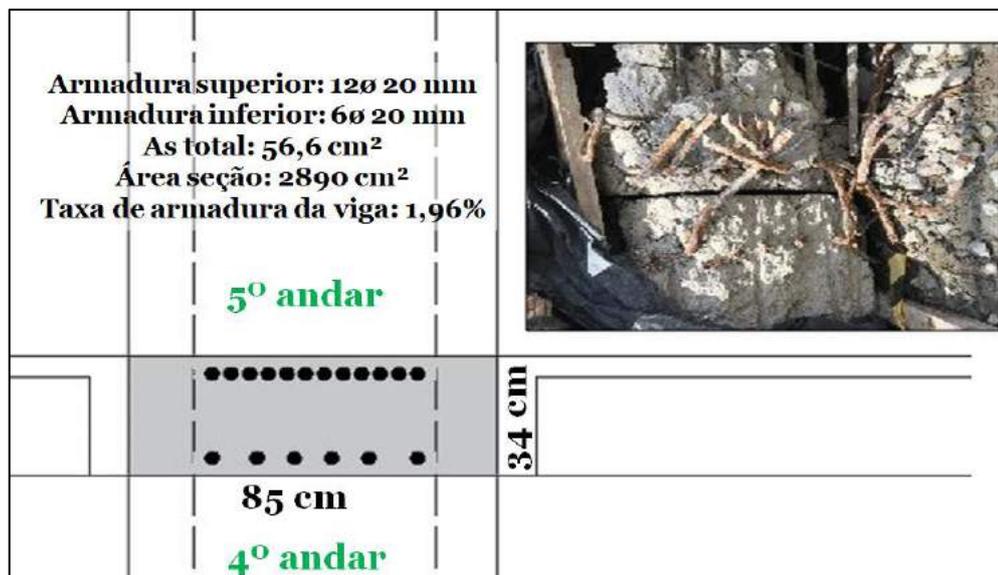


Figura 9.3. Configuração idealizada da armadura na viga faixa (Fonte: acervo pessoal Paulo Helene)

9.1.1. Descrição da estrutura

Conforme comentado anteriormente, foram encontrados nos registros da FAU-USP algumas plantas arquitetônicas que descreviam um escalonamento da geometria do pilar, variando a espessura da alma, conforme Fig. 9.4.

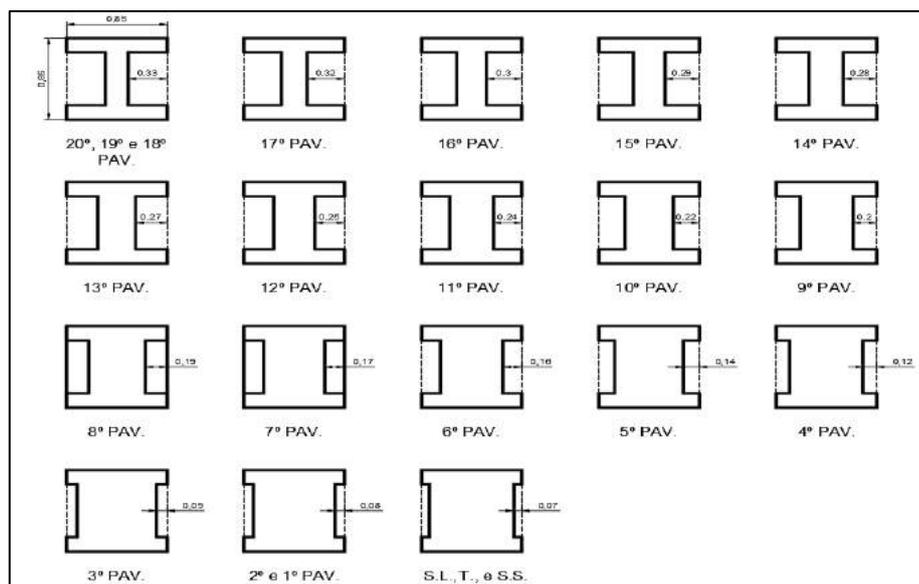


Figura 9.4. Escalonamento dos pilares (Fonte: FAU-USP)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Juntamente a essas plantas foram verificados nos arquivos da SPU diversos projetos de adequações feitas e propostas durante os anos de operação do edifício pela Polícia Federal, INSS e Caixa, e também encontrou-se fotos tiradas ao longo dos anos, onde foi possível verificar, com algum grau de precisão, a tipologia estrutural empregada no edifício Wilton Paes de Almeida.

As lajes do edifício eram nervuradas e foram moldadas *in loco* (Fig. 9.5). As nervuras tinham 10 cm de largura e 28 cm de altura desde o fundo do piso, e eram espaçadas em 50 cm. Dos pilares até o limite onde era instalada a pele de vidro, a laje era em balanço, com seção cheia que reduzia em função da distância do pilar (Fig. 9.6).

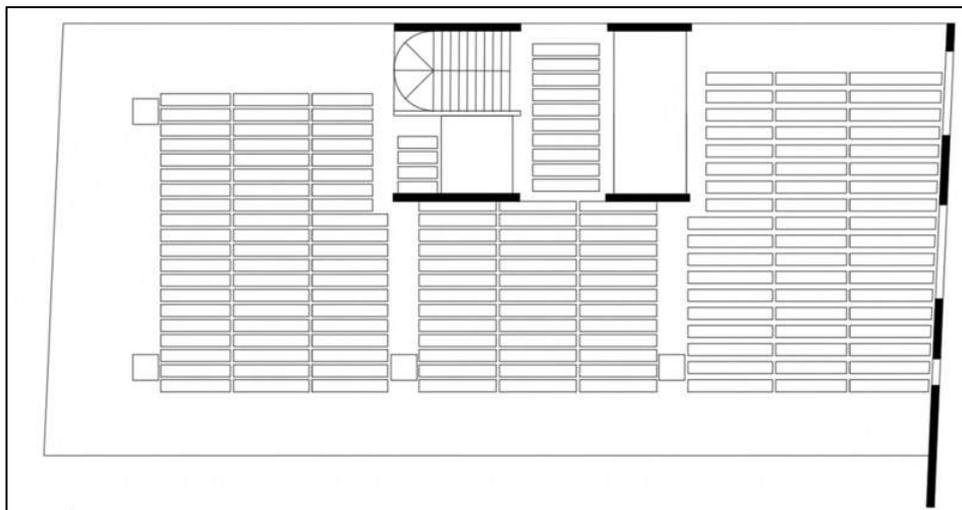


Figura 9.5. Esquema da Laje-grelha (Fonte: FAU-USP)

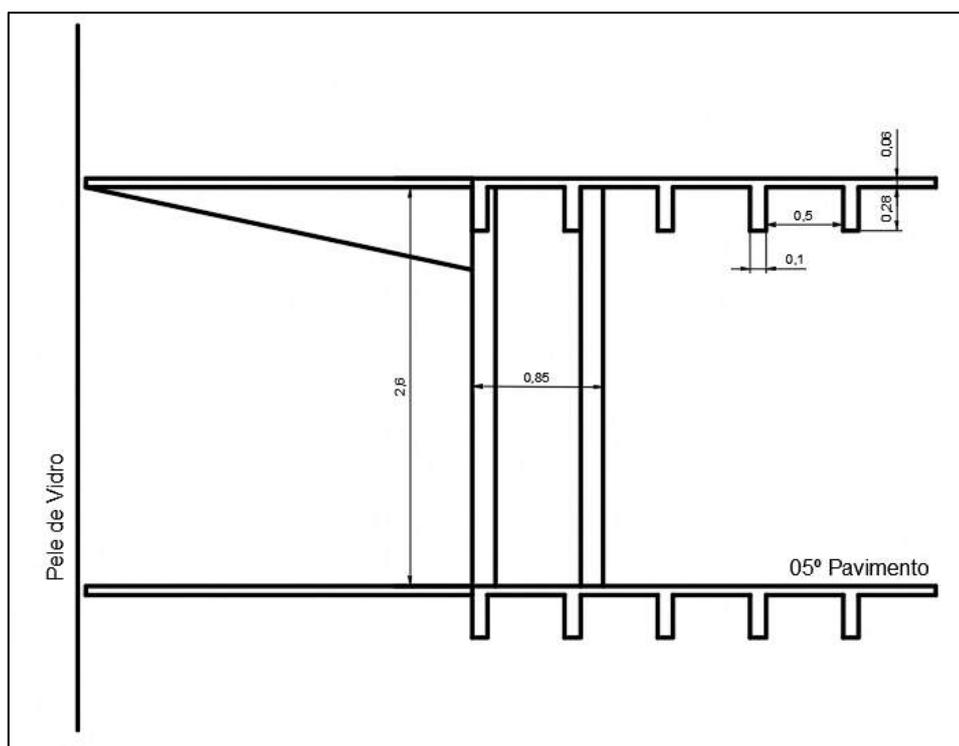


Figura 9.6. Corte da laje-grelha (Fonte: FAU-USP)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Assim, o sistema estrutural principal da estrutura, responsável por sua estabilidade era composto por pilares de concreto com seção tipo "H", formando pórticos em apenas uma direção com vigas faixa, de mesma altura da laje, somado a paredes de concreto nas caixas de elevador e escada e adicionalmente uma grande estrutura reticulada ao fundo, composta por pilares, vigas e alvearia, formando uma grande parede, como pode ser observado nas Figs. 9.7 e 9.8.



Figura 9.7. Perspectivas frontal e posterior da estrutura do Ed. Wilton Paes de Almeida (fonte: adaptado dos projetos existentes na FAU-USP, SPU e Revista Acrópole).



Figura 9.8. Perspectivas Lateral e posterior do Ed. Wilton Paes de Almeida (fonte: adaptado dos projetos existentes na FAU-USP, SPU e Revista Acrópole).



Para a análise dessa estrutura foi elaborado um modelo de pórtico espacial com uso do software TQS v20.8, com objetivo de se avaliar o comportamento do edifício e se buscar as razões prováveis da causa do colapso da estrutura após cerca de apenas 80 minutos de fogo.

Na Fig. 9.9 é apresentada a planta de formas do pavimento tipo idealizada com base na investigação de plantas feitas pela PhD e SPU.

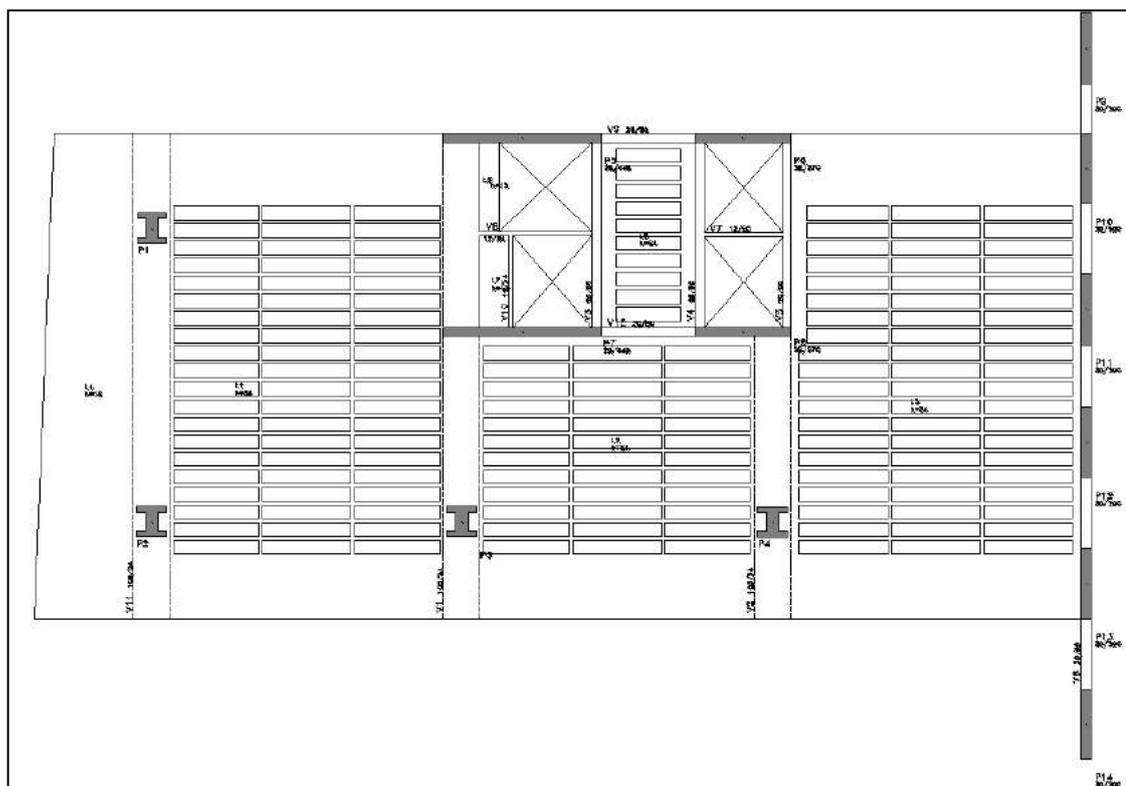


Figura 9.9. Planta de formas idealizada com pilares em destaque (Fonte: adaptado dos projetos existentes na FAU-USP, SPU e Revista Acrópole).

Nota-se na planta de forma a existência de grandes trechos em balanço nas lajes e existência de vigas faixa em apenas uma direção. Outro ponto importante da concepção deste edifício é sua assimetria em planta, com posição do centro de gravidade não coincidente com o centro de torção.

O modelo estrutural adotado para essa análise foi o de pórtico espacial composto por vigas, lajes e pilares, uma vez que numa pré-análise realizada com pórtico apenas de pilares e vigas, não houve estabilidade suficiente, indicando que a discretização das lajes no pórtico seria essencial para conferir estabilidade ao modelo. Na Fig. 9.10 é apresentado o modelo de pórtico espacial utilizado.

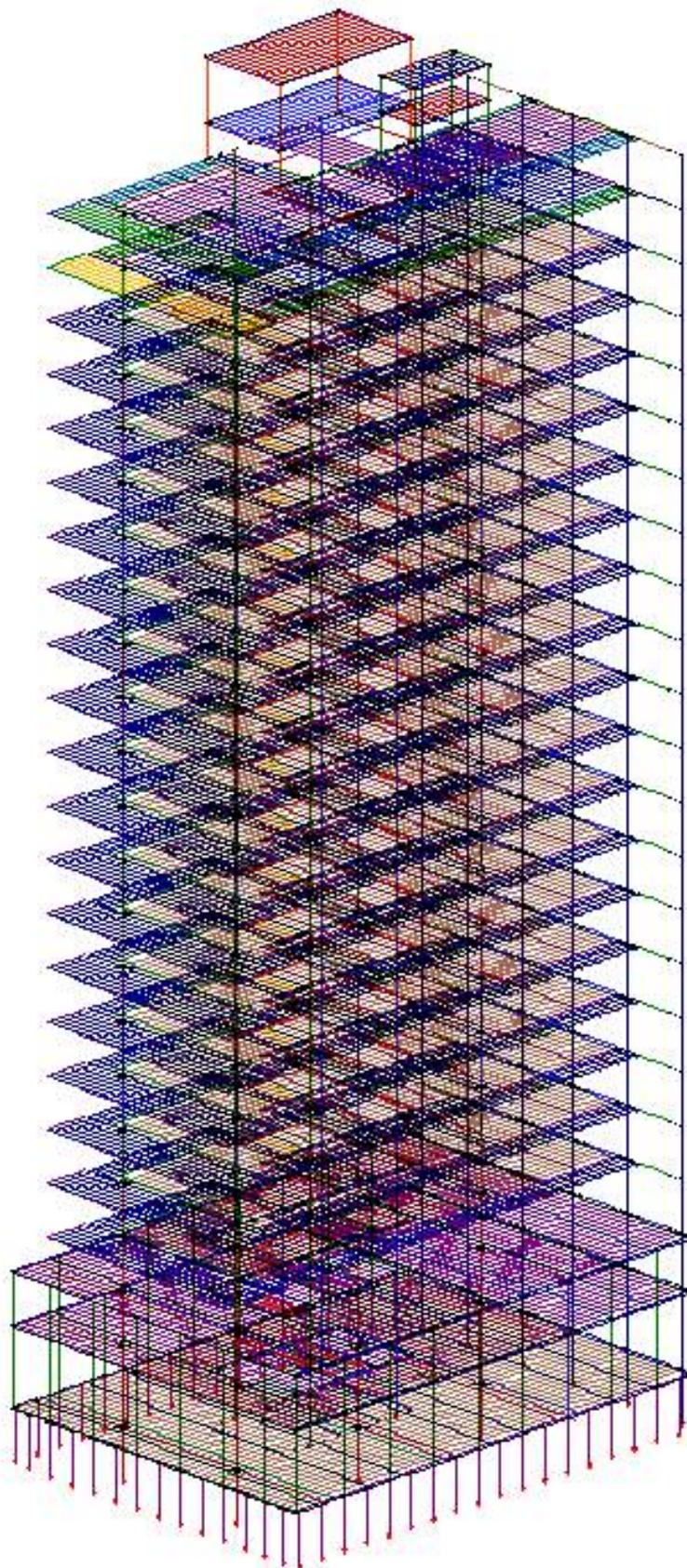


Figura 9.10. Modelo de pórtico espacial utilizado (Modelo VI do TQS) (Fonte: adaptado dos projetos existentes na FAU-USP, SPU e Revista Acrópole).



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

No modelo adotado para análise da estrutura foram avaliados os seguintes aspectos:

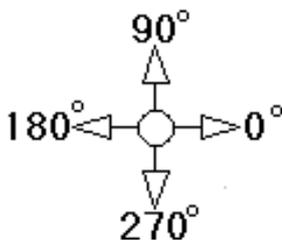
- Estabilidade global;
- Carga vertical nos pilares;
- Deslocamentos horizontais devidos ao vento;
- Carregamento e deformação devido a grandes variações térmicas (incêndio).

Estabilidade Global

Os dados de vento adotados para esse projeto, localizado no centro da cidade de São Paulo foram os seguintes, de acordo com a ABNT NBR 6123:

- Velocidade Básica: 39 m/s;
- Fator S1: 1,00;
- Categoria de rugosidade: Cat. V;
- Classe da Edificação: Classe C;
- Fator estatístico S3: 1,00

Os coeficientes de arrasto, calculados conforme a ABNT NBR 6123, e os respectivos casos de vento, são listados abaixo:



Caso	Prefixo	Título
5	VENT1	Vento (1) 90°
6	VENT2	Vento (2) 270°
7	VENT3	Vento (3) 0°
8	VENT4	Vento (4) 180°
9	VENT5	Vento (5) 45°
10	VENT6	Vento (6) 135°
11	VENT7	Vento (7) 225°
12	VENT8	Vento (8) 315°

Coefficientes de arrasto calculados:

- 90° → 1,4;
- 270° → 1,4;
- 0° → 1,0;
- 180° → 1,2;
- 45° → 1,25;
- 135° → 1,25;
- 225° → 1,25;
- 315° → 1,25



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Devido as particularidades e excentricidades do modelo, optou-se por também avaliar a estabilidade global do modelo através do processo P-Delta, uma vez que este constitui uma metodologia mais precisa para determinação da estabilidade global.

Como referência, na Fig. 9.11 apresenta-se os valores obtidos para o coeficiente γ_z . Na Fig. 9.12 são apresentadas as relações entre os momentos de segunda e primeira ordem (RM2M1) calculados por P-Delta.

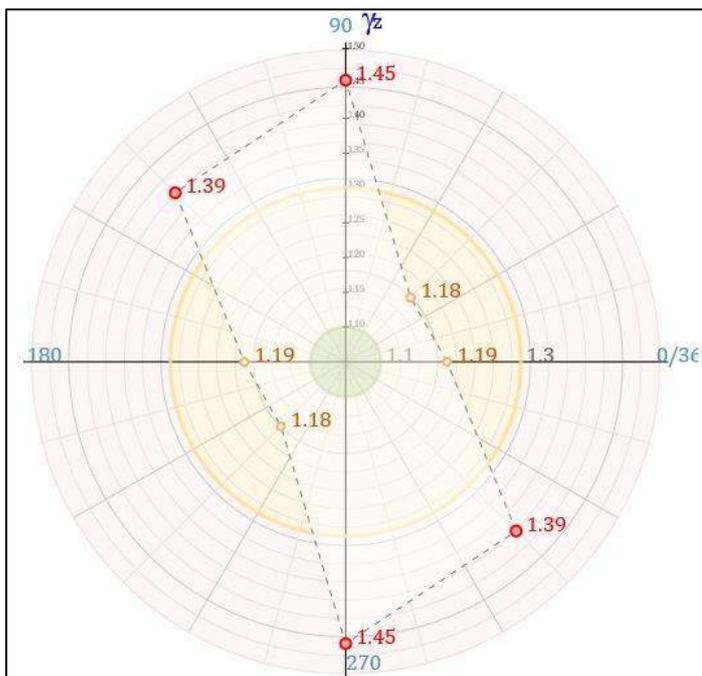


Figura 9.11. Valores do coeficiente γ_z (Fonte: Modelo TQS elaborado pela PhD Engenharia).

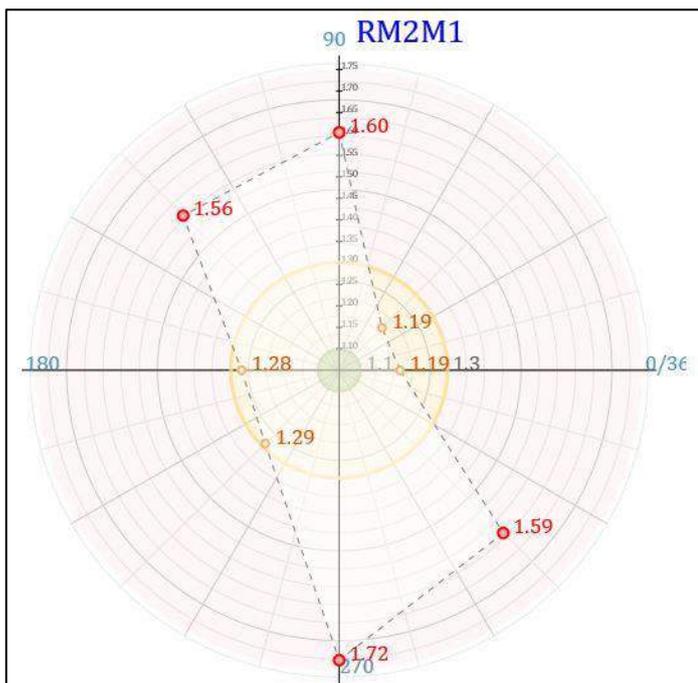


Figura 9.12. Valores da relação RM2M1 obtidos via análise por P-Delta (Fonte: Modelo TQS elaborado pela PhD Engenharia).



Nota-se que os valores obtidos são considerados muito altos para uma edificação do porte do edifício Wilton Paes, e devido sua excentricidade em planta, há grande potencial para torção do edifício quando sujeito a esforços horizontais e verticais, fato que se valida pela assimetria dos coeficientes de estabilidade obtidos em direções “simétricas” em planta.

Cabe aqui também salientar que na época em que o Ed. Wilton Paes de Almeida foi projetado, não havia os critérios que existem hoje para análise de segunda ordem e análise horizontal em edificações. Muito provavelmente o projeto foi concebido para suportar o carregamento vertical e um eventual carregamento horizontal foi inserido manualmente sem verificações de segunda ordem e estabilidade global.

Devido também a zona de inserção do referido edifício, os efeitos de vento são minimizados, dada a densidade de edificações vizinhas e outros fatores que só seriam possíveis de se avaliar em uma análise em túnel de vento.

Deslocamentos horizontais

Naturalmente, em face dos valores obtidos na análise de estabilidade, esperam-se deslocamento horizontais elevados, principalmente nas direções de menor rigidez e com menor número de pórticos.

Na Fig. 9.13 visualiza-se o diagrama de deslocamentos nas direções de vento consideradas nesta análise.

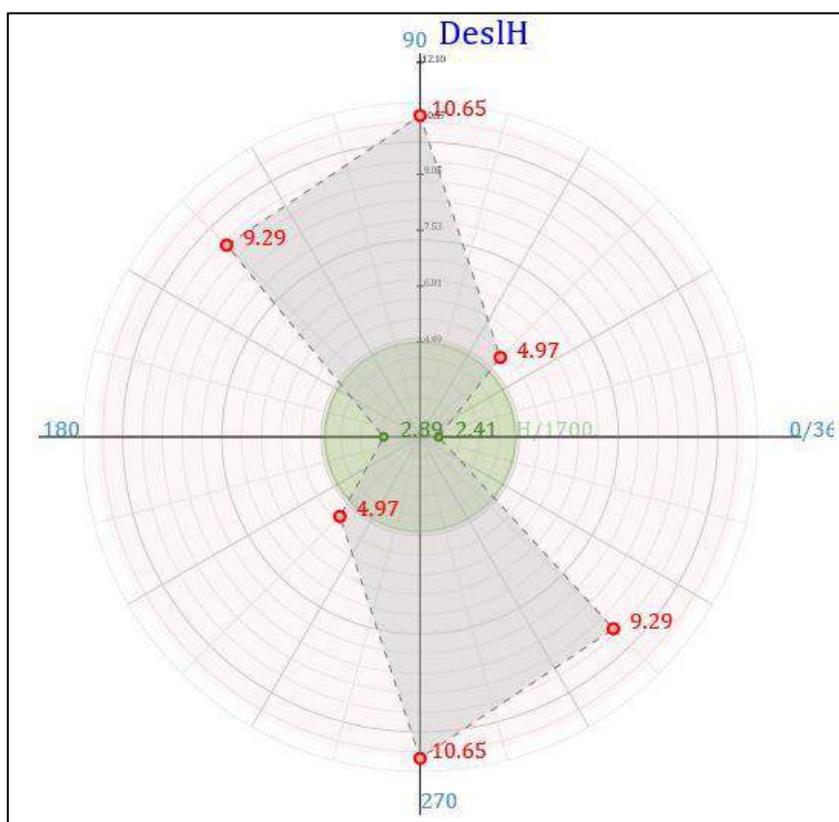


Figura 9.13. Valores de deslocamento horizontal máximo (Fonte: Modelo TQS elaborado pela PhD Engenharia).



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Verifica-se potencial para grandes deslocamentos horizontais neste edifício, adotando o vento padrão para a cidade de São Paulo (39 m/s). Obviamente essa velocidade pode não ter sido atingida na região em que se encontrava o edifício, durante sua vida útil, entretanto é inegável o grande potencial de movimentação que a estrutura possuía, superando em muito os limites normativos que hoje são impostos às edificações Brasileiras pela ABNT NBR 6118.

Na Tabela 19 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos máximos teóricos obtidos no modelo computacional e os limites impostos pela ABNT NBR 6118, que no caso é de $H/1700$, sendo H a altura total da edificação, neste caso 76,30 m.

Tabela 19. Comparação entre os deslocamentos obtidos na simulação e os limites normativos atuais.

Caso	Ângulo	Deslocamento Horizontal Teórico	Limite $H/1700$ (ABNT NBR 6118)	Valor Relativo	Situação
5	90	10,65	4,5	H / 716,4	Acima do limite
6	270	10,65	4,5	H / 716,4	Acima do limite
7	0	2,41	4,5	H / 3166,0	Abaixo do limite
8	180	2,89	4,5	H / 2640,1	Abaixo do limite
9	45	4,97	4,5	H / 1535,2	Acima do limite
10	135	9,29	4,5	H / 821,3	Acima do limite
11	225	4,97	4,5	H / 1535,2	Acima do limite
12	315	9,29	4,5	H / 821,3	Acima do limite

Carga vertical nos pilares

De acordo com a seção de pilar recuperada por ocasião da remoção dos escombros, estima-se que o trecho recuperado seja do 5º andar, dada a reconstituição de sua geometria a as plantas com desenhos dos pilares encontradas no arquivo da FAU-USP.

Dessa forma, avaliando o modelo TQS para obtenção da carga vertical do pilar no trecho do 5º Pavimento, chega-se ao valor de força normal característica de 785 tf ($N_d = 1099$ tf), considerando a seção amostrada com área de concreto de 6.464 cm² e área de aço CA-60 de 279,8 cm, com f_{ck} de 15 MPa atribuído a este pilar, tem-se na Fig. 9.14 a envoltória resistente desta seção.

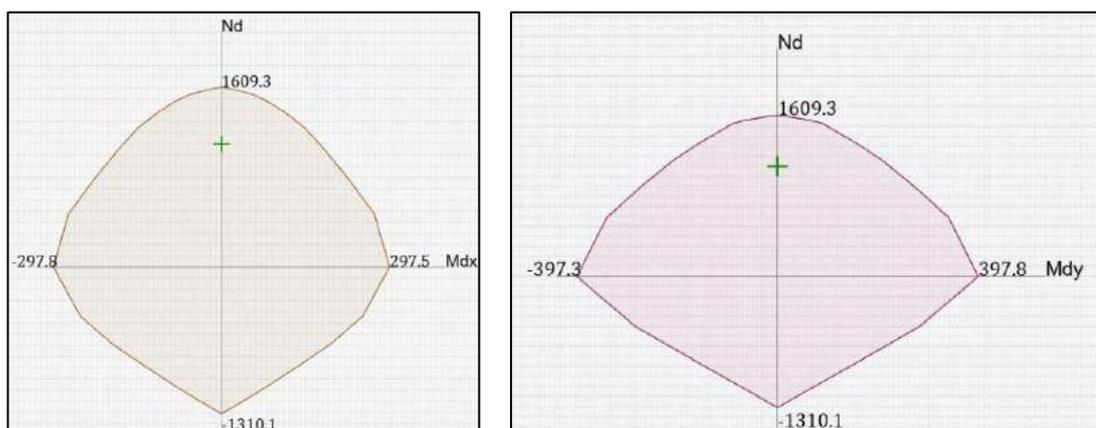


Figura 9.14. Envoltória resistência para força norma N_d de 1099 tf (Fonte: Modelo TQS elaborado pela PhD Engenharia).



Nota-se que a seção possui relativa folga à carga vertical estimada, entretanto, como não se sabe exatamente os esforços reais de dimensionamento fica difícil se realizar uma verificação precisa quanto a capacidade do pilar versus esforços solicitantes. O que se nota, é que para a carga vertical, e respectivos momentos gerado no pelo pórtico, os pilares se encontram com dimensionamento satisfatório.

Faz-se uma ressalva aos eventuais esforços de segunda ordem, que provavelmente não foram considerados no projeto original, dado a prática adotada na época de sua construção (década de 60, norma NB-1 da ABNT, de 1960).

Análise do colapso – Variação térmica

Como se sabe e já citado neste Parecer, o colapso se deu no dia 01/05/2018 e, de modo a ilustrar a situação real, foram pesquisados dados de vento no site do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET)⁵⁶ para a estação do Mirante de Santana, em São Paulo, SP, e os dados obtidos para o intervalo de 30/04/2018 a 02/05/2018 são apresentados na Fig. 9.15.

```

-----
BDMEP - INMET
-----
Estação           : SAO PAULO MIR de SANTANA - SP (OMM: 83781)
Latitude (graus)  : -23.5
Longitude (graus) : -46.61
Altitude (metros): 792.06
Estação Operante
Início de operação: 01/12/1945
Período solicitado dos dados: 30/04/2018 a 02/05/2018
Os dados listados abaixo são os que encontram-se digitados no BDMEP
Hora em UTC
-----
Obs.: Os dados aparecem separados por ; (ponto e vírgula) no formato txt.
      Para o formato planilha XLS, siga as instruções
-----
Estacao;Data;Hora;VelocidadeVento
83781;30/04/2018;0000;1.6;
83781;30/04/2018;1200;0.7;
83781;30/04/2018;1800;1.6;
83781;01/05/2018;0000;0.8;
83781;01/05/2018;1200;1.1;
83781;01/05/2018;1800;2;
83781;02/05/2018;0000;2;
83781;02/05/2018;1200;3.3;
83781;02/05/2018;1800;2.5;

```

Figura 9.15. Dados da estação meteorológica do Mirante de Santana em São Paulo, no dia do incêndio e colapso do Ed. Wilton Paes de Almeida (Fonte: INMET)

Conforme os dados históricos, verifica-se que a velocidade do vento esteve entre 0,8 e 1,1 m/s, ou seja média de 1 m/s, valor adotado no modelo estrutural com ação do fogo. Observe-se que praticamente não havia vento nesse dia.

⁵⁶ <http://www.inmet.gov.br/portal/>



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Dessa forma foi ajustado o modelo estrutural anteriormente elaborado com adição de carregamento térmico com variação axial de temperatura, conforme permite o software TQS, e neste carregamento térmico considerou-se uma variação de até 500°C, valor clássico contido em normas internacionais como por exemplo as normas DIN, BS e Eurocode.

Sabe-se que a temperatura do incêndio pode ter superado os 500°C utilizados no modelo, entretanto o objetivo maior desse cálculo foi avaliar o comportamento da estrutura frente a um gradiente térmico e possíveis variações no regime de esforços e no comportamento dos elementos estruturais.

Outro ponto importante para tornar os resultados da simulação computacional os mais próximos da realidade, os pavimentos foram carregados com efeito térmico (incêndio) conforme as imagens obtidas e disponibilizadas em diversos veículo de imprensa, conforme mostrado na Fig. 9.16.



Figura 9.16. Imagens do incêndio do Ed. Wilton Paes de Almeida. (fonte Willian Moreira/Estadão Conteúdo/Veja SP e BBC Brasil)

Verifica-se que nem todos os pavimentos estiveram com 100% de sua área sob fogo, na Fig. 115 nota-se que houve fogo de forma generalizada no nível dos pilotis até a laje do 10º pavimento. Entre o 11º pavimento e o 17º pavimento nota-se presença de fogo em partes localizadas da estrutura e, novamente, do 18º pavimento a cobertura observa-se novamente presença de fogo em maior parte do pavimento.

Nas Figs. 9.17 e 9.18 são apresentadas as configurações de carregamento térmico axial nos elementos estruturais (vigas e lajes)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

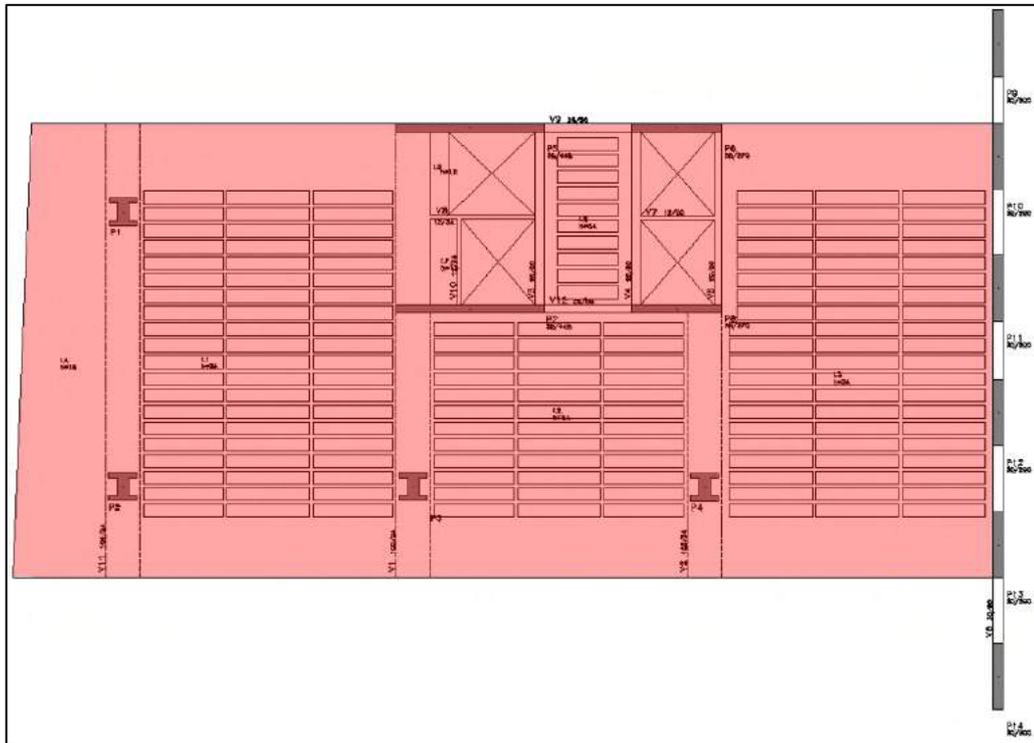


Figura 9.17. Destaque das regiões com carregamento térmico entre os pavimentos pilotis e 10° e entre 18° até a cobertura. (Fonte: adaptado dos projetos existentes na FAU-USP, SPU e Revista Acrópole).

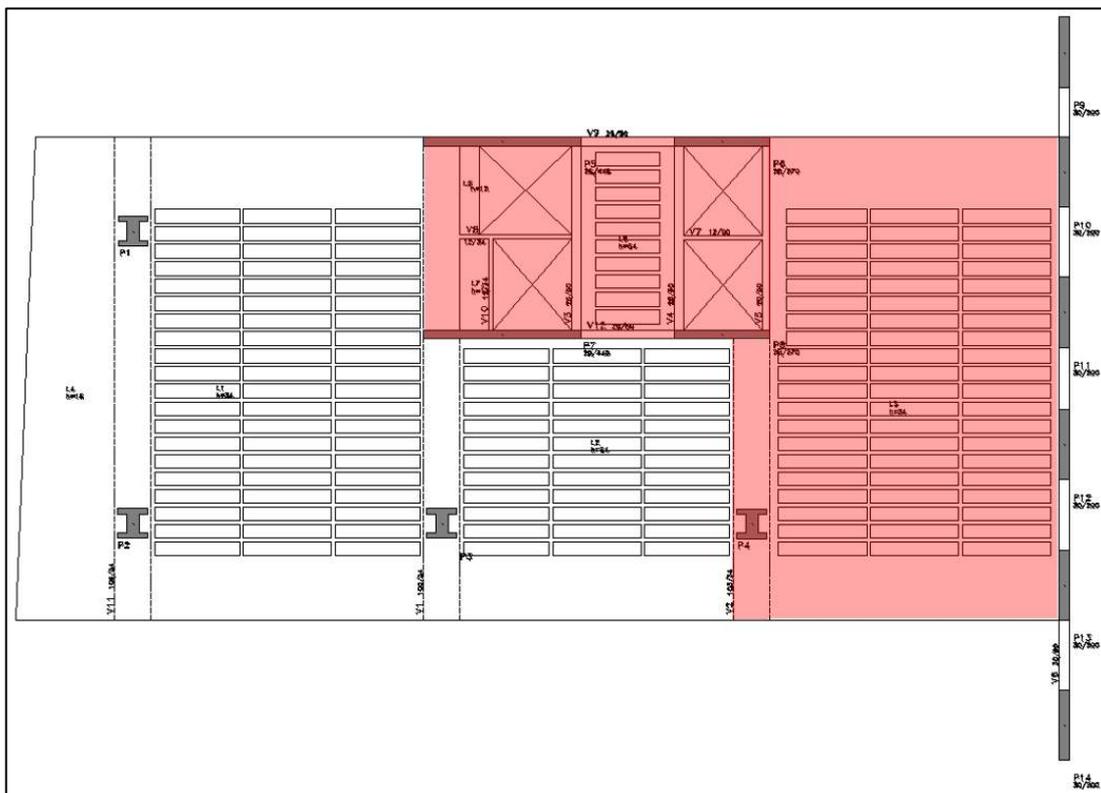


Figura 9.18. Destaque das regiões com carregamento térmico entre os pavimentos 11° e 17° (Fonte: adaptado dos projetos existentes na FAU-USP, SPU e Revista Acrópole).



Com base nessas configurações realizou-se a simulação de variação de esforços e deslocamentos com a sobreposição dos carregamentos verticais e térmicos (oriundos do incêndio).

Resultados da simulação

Em primeira instância, nota-se que a estrutura tem uma tendência natural à torção, uma vez que o centro de torção, em planta, não coincide com o centro de gravidade e centro de cargas da estrutura, fato evidente dada a assimetria de lançamento dos pilares.

Nas Figs. 9.19 e 9.20 pode-se verificar a componente de deslocamento horizontal (direções x e y) para o efeito exclusivo da carga vertical (sem vento e sem variação térmica), evidenciando a tendência de torção devido a excentricidade da estrutura.

Na Fig. 9.20 é apresentada a vista em perspectiva da situação original no topo do edifício (imagem da esquerda) e situação deslocada após aplicação apenas da carga vertical dos pavimentos. Ressalta-se que essa configuração se repete em todos os pavimentos sendo o efeito da torção menor nos pavimentos inferiores e progressivamente maior à medida que se sobe ao topo do edifício.

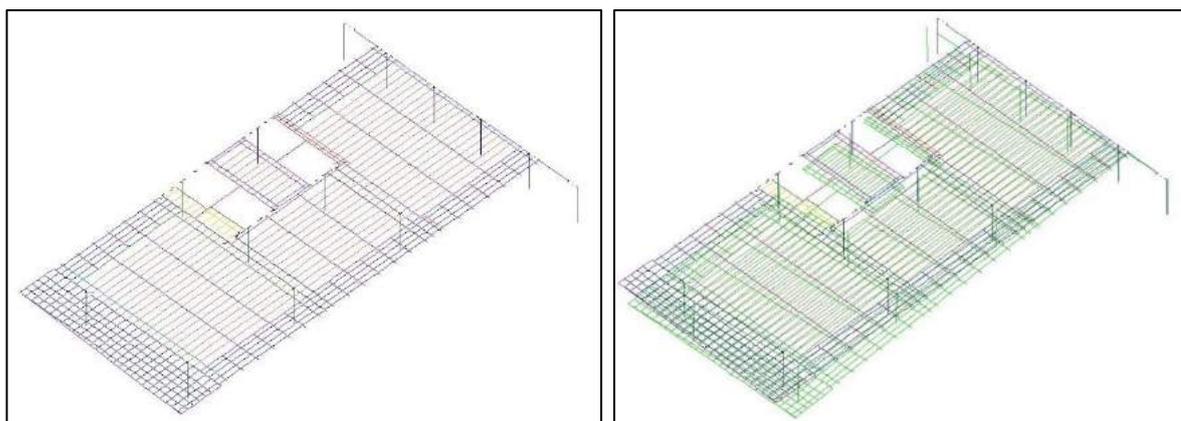


Figura 9.19. Comparação entre a configuração de referência (esquerda) e configuração deslocada por torção devido a carga vertical (direita). Vista em perspectiva (Fonte: Modelo TQS elaborado pela PhD Engenharia).

Tal situação pode ser melhor observada na vista em planta apresentada na Fig. 9.20.

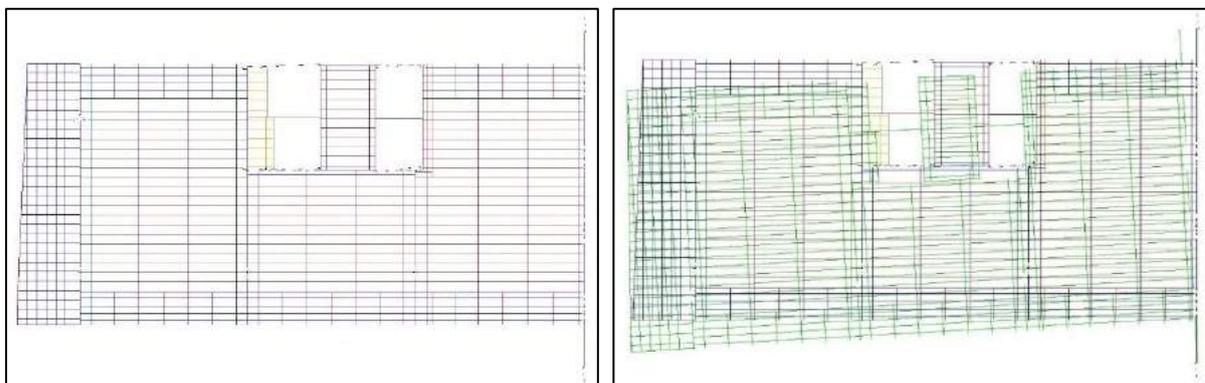


Figura 9.20. Comparação entre a configuração de referência (esquerda) e configuração deslocada por torção devido a carga vertical (direita). Vista em planta (Fonte: Modelo TQS elaborado pela PhD Engenharia).



Também, devido ao elevado deslocamento horizontal da estrutura, observado no modelo estrutural, há necessidade da realização da verificação de conforto dinâmico da estrutura perante o vento. Neste caso utiliza-se para verificação ações de vento incomuns com período de recorrência médio de 50 anos.

Conforme consta na ABNT NBR 6123:1988:

Cálculo de acelerações máximas para verificação do conforto

No caso de edificações destinadas à ocupação humana, as oscilações induzidas pela força flutuantes podem provocar desconforto nos ocupantes. Se u_j denota o deslocamento no nível z devido à resposta flutuante no modo j , a amplitude máxima da aceleração neste nível pode ser calculada pela expressão:

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j^2$$

*Como indicação geral, a amplitude máxima **não deve exceder 0,1m/s²**. A verificação do conforto deve ser efetuada para velocidades do vento com maior probabilidade de ocorrência que a velocidade do projeto estrutural, a ser definido pelo projetista. Considera-se admissível que a amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.*

Assim, realizando uma análise no domínio do tempo, para um carregamento dinâmico do vento na direção y , têm-se na Fig. 9.21 o diagrama de acelerações máximas no 17º pavimento, obtido através do método do vento sintético idealizado por Franco⁵⁷.

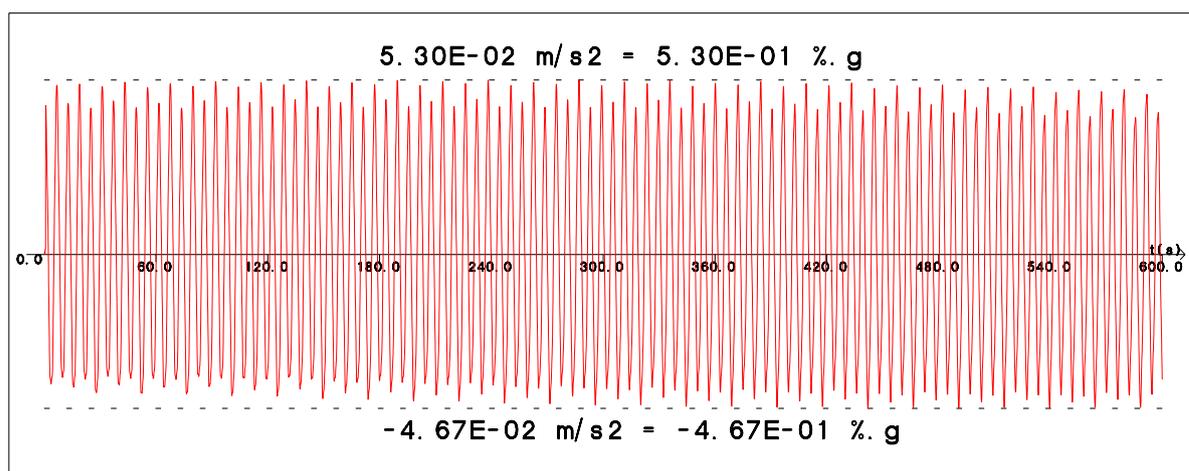


Figura 9.21. Diagrama de acelerações máximas no 17º pavimento (Fonte: Modelo TQS elaborado pela PhD Engenharia).

Os resultados considerando as ações de vento, mostram que as acelerações máximas estão próximas a 0,05 m/s², valores que são inferiores ao limite preconizado no item 9.5 da ABNT

⁵⁷ FRANCO, Mario. **Direct along-wind dynamic analysis of tall structures**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. São Paulo : EPUSP, 1993.

NBR 6123:1983, onde apresenta como indicação geral, para a frequência de 0,16 Hz, que a amplitude máxima não deva exceder a aceleração de 0,1 m/s².

Com isso, baseado no modelo numérico, pode-se dizer que as acelerações da estrutura em relação aos esforços de vento não eram perceptíveis aos usuários, conforme indicação do ábaco da Fig. 9.22, retirado da ISO 10137:2007, referente aos picos de aceleração máximos recomendados ao conforto humano.

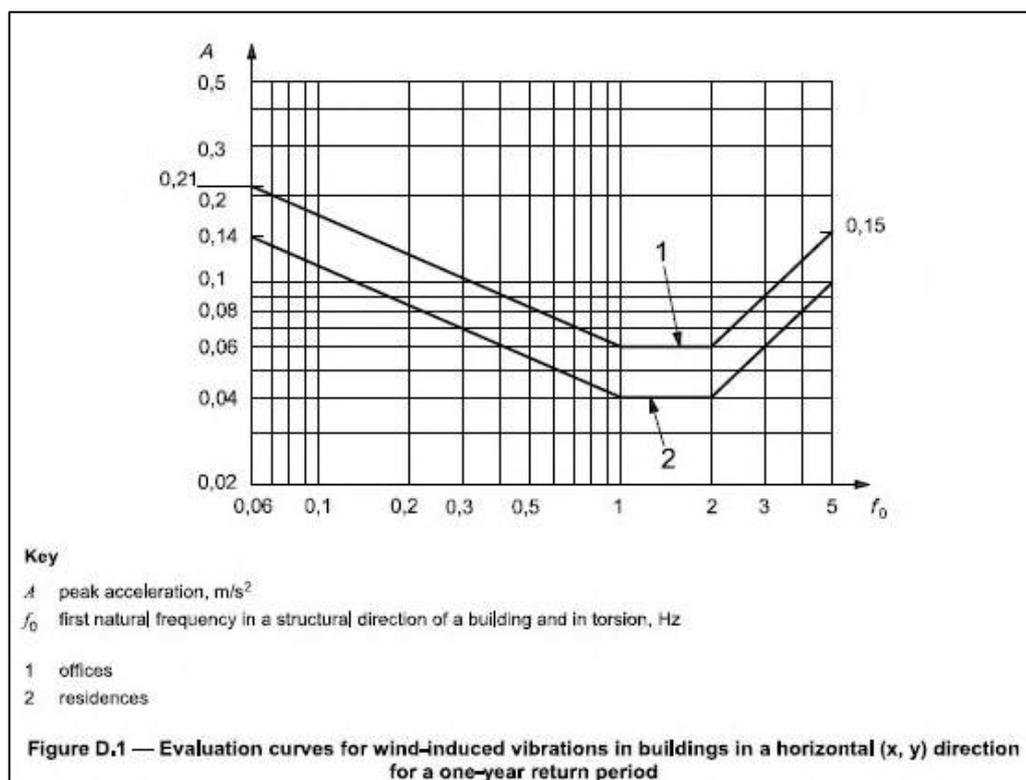


Figura 9.22. Ábaco da ISO 10137:2007 com os picos de aceleração máximos em função da frequência, para o conforto humano (Fonte: ISO 10137:2007).

Seguindo com a análise da possível causa do colapso precoce, sabe-se que o edifício Wilton Paes de Almeida fazia divisa, de forma justaposta com o edifício Caracu, na sua fachada dos fundos, onde se encontrava uma grande empena composta por estrutura reticulada de concreto (pilares e vigas) preenchidos com alvenaria.

Nas imagens obtidas no modelo TQS, verifica-se que o deslocamento de torção se dá de forma que o Ed. Wilton Paes tende a “empurrar” o Ed. Caracu havendo então uma restrição de movimento.

Adicionando agora o carregamento de origem térmica, pode-se notar uma grande potencialização dessa torção visto a expansão axial dos elementos estruturais devido ao aumento de temperatura.

Na Fig. 9.23 apresenta-se a configuração deslocada com os efeitos de carga vertical, vento atuante no dia do colapso e temperatura de incêndio.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

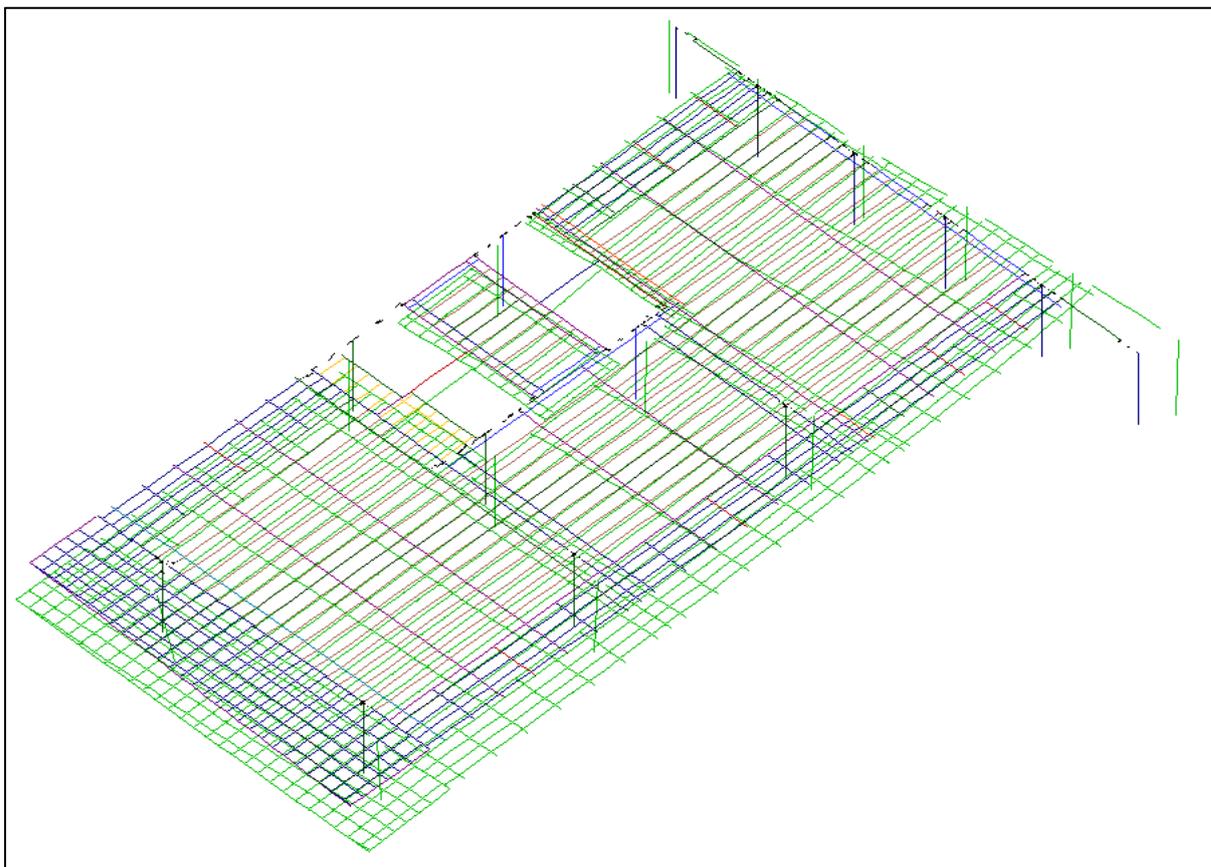


Figura 9.23. Configuração deslocada (componentes x, y) com efeitos de carga vertical e temperatura (incêndio) (Fonte: Modelo TQS elaborado pela PhD Engenharia).

Nesta configuração de carregamento (incêndio + carga vertical atual), verifica-se um incremento substancial no deslocamento por torção do edifício, o que também acarreta grande mudança no regime de esforços dos pilares, como se observa nas Figs. 9.24 e 9.25, na região dos pilares da caixa de escada e elevadores.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

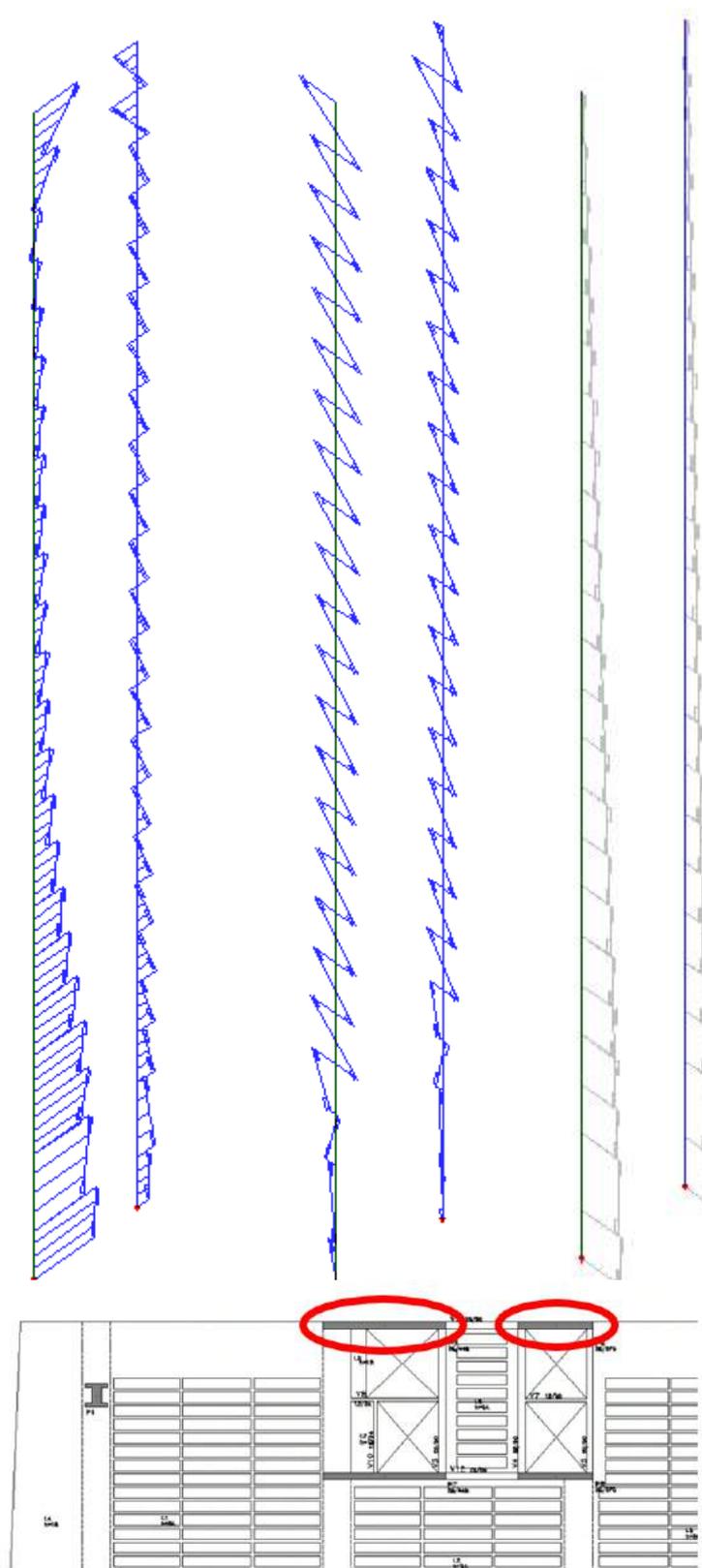


Figura 9.24. Diagramas de momentos fletores e força normal nos pilares P5 e P6 para a carga vertical, vento do dia 01/05/2019 e sem carga térmica (Fonte: Modelo TQS elaborado pela PhD Engenharia).

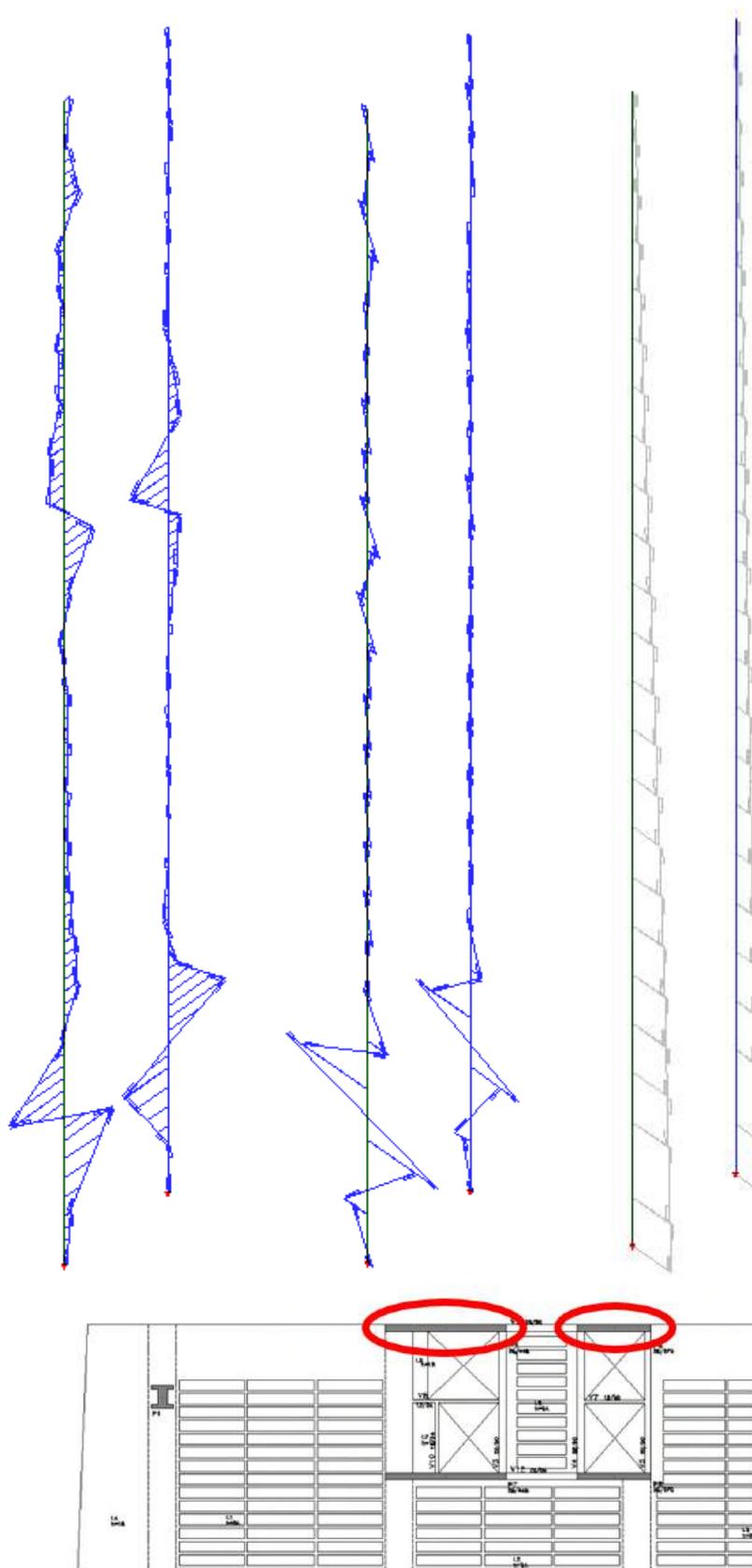


Figura 9.25. Diagramas de momento fletor e força normal nos pilares P5 e P6 para a carga vertical, vento do dia 01/05/2019 e carga térmica com variação de 500° C (Fonte: Modelo TQS elaborado pela PhD Engenharia).



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Nota-se na comparação entre as situações “sem” e “com” incêndio, que ao se introduzir a variação térmica nos elementos há um grande incremento nos momentos fletores nos pilares da caixa de elevador na região entre o pavimento pilotis e o 2º pavimento.

Nessa região se nota um aumento de cerca de 20 vezes no valor do esforço de flexão nas duas direções do pilar, efeito que pode ser atribuído à torção causada pelo aumento de temperatura e consequente dilatação axial das lajes e vigas.

Associando esses novos esforços solicitantes, provenientes da ação do fogo, e consequente perda de rigidez dos elementos estruturais, pode-se dizer que a estrutura veio colapsar devido ao movimento excessivo de torção, que foi responsável por aumentar de forma bastante significativa os esforços nos pilares da caixa dos elevadores.



10. RECOMENDAÇÕES

O repentino e não esperado colapso do Ed. Wilton Paes de Almeida demandou análises aprofundadas para o seu melhor entendimento, conforme já apresentado nos capítulos anteriores. Isto posto, algumas lições aprendidas podem ser destacadas, entre elas:

- 1) Estrutura de Concreto mal projetada pode colapsar em pouco tempo;
- 2) Nunca desprezar ou minimizar ação do fogo – “ser precavido”;
- 3) Cuidado com pele de vidro sem barreiras;
- 4) Muitos prédios em São Paulo estão em situação similar, apesar de “legalmente habitados / abandonados”;
- 5) Cabe ao proprietário a responsabilidade, mas a quem cabe fiscalizar?

Como recomendações finais, destacam-se os pontos a seguir:

- a) Todos os edifícios com mais de 4 pavimentos, deveriam ter seus projetos estruturais arquivados na PMSP para eventuais consultas futuras. Esse arquivamento deveria ser obrigatório e coincidir com o Habite-se como mais um dos requisitos necessários. Obviamente esse arquivamento deve ser digital e perene, nas “nuvens” evitando-se um espaço físico para tal e protegendo-se de eventuais incêndios, enchentes, colapsos que poderiam destruir projetos impressos e arquivados tradicionalmente;
- b) Optar por concepções estruturais sem excentricidade entre o centro de cargas da estrutura e o centro de torção. Quando não for possível, verificar a estabilidade dos elementos estruturais quanto aos esforços eventualmente gerados por altas temperaturas. Isso deve ser obrigatório nos passos de uma ATP;
- c) Em edifícios muito altos, acima de 150 m de altura, projetar com os conceitos de redundância e robustez;
- d) Nos edifícios existentes que são milhares na cidade de São Paulo, exigir através do Corpo de Bombeiros a Proteção Passiva e Ativa, com treinamento a Síndicos e Condomínios Comerciais e Residenciais;
- e) Nos edifícios existentes e com fachada de vidro, que também são centenas na cidade de São Paulo, exigir através da PMSP com uso inteligente do IPTU, a construção de compartimentação mínima entre edifícios geminados e entre andares de 1,2 m.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

11. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos e ensaios presentes neste Parecer Técnico são específicos às amostras descritas neste Parecer, provenientes da estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1º de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP, em função do plano de amostragem parcial e dos resultados obtidos nos ensaios realizados.

Esta PhD e o IBRACON reconhecem e agradecem às seguintes empresas e entidades envolvidas nos ensaios e nos projetos, as quais colaboraram direta e/ou indiretamente para a realização deste parecer técnico: ArcelorMittal, Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), Cooperativa de Serviços e Pesquisas Tecnológicas e Industriais (CPTI), Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo (CBPMESP), Demolidora Santos Filho, Engefuro, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), PhD Engenharia, Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), São Paulo Obras (SPObras), São Paulo Urbanismo (SPU), Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB), Secretaria do Patrimônio da União, Superintendência da Polícia Técnico-Científica (SPTC), Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), Universidade Federal de Goiás (UFG), Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) e Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM); bem como aos profissionais envolvidos por seu trabalho voluntário: Prof. Alfonso Pappalardo Júnior, Eng. Alio Ernesto Kimura, Geol^a. M.Sc. Ana Livia Silveira, Dr. Antônio F. Berto, Sr. Antônio P. Pereira, Geol. Arnaldo F. Battagin, Prof. Bernardo F. Tutikian, Eng. Carlos Augusto Nonato da Silva, Eng. Dr. Carlos Brites, Sr. Cesar Augusto dos Santos, Eng. M.Sc. Douglas Couto, Perito Edgar R. Marques, Sr. Eduardo A. Franca, Dr. Eduardo C. S. Thomaz, Prof. Ênio P. Figueiredo, Sr. Francisco P. Souza, Sr. Gustavo de A. Silva, Eng. Jefferson D. de Souza Junior, Eng^a. Jéssika Pacheco, Sr. José L. de Moraes Andrade, Eng. José L. Varela, Eng. Júlio Timerman, Sr. Lázaro de Castro, Eng. Leandro Coelho, Sr. Luiz A. M. Mazarin, Eng. Luiz Aurélio F. da Silva, Prof^a. Magda S. Duro, Sr. Matheus Moreira, Sr. Mauricio B. Bucker, Perita Mônica B. Urias, Sr. Nelson C. Rosa, Major BM Oscar S. Crespo, Prof. Dr. Oswaldo Cascudo, Eng. Me. Pedro Bilesky, Dr. Rogério C. de Lima, Sr. Ronald M. Nascimento, Prof. Sérgio Lex, Prof. Simão Prizkulnik, Sra. Thamyris T. Pimentel, Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva, Prof. Vitor L. C. Aly, Sr. Waldir Aparecido dos Santos e Sr. Waldir Aparecido dos Santos Filho.

São Paulo, 30 de abril de 2019.

Prof. Paulo Helene

Diretor - PhD Engenharia Ltda.

11-95045-5562

paulo.helene@concretophd.com.br

Eng^a. Jéssika Pacheco

Engenheira Civil - PhD Engenharia Ltda.

11-94728-8870

jessika.pacheco@concretophd.com.br

Eng. M.Sc. Douglas Couto

Engenheiro Civil - PhD Engenharia Ltda.

15-99718-9848

douglas.couto@concretophd.com.br



“do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras”

ANEXO I: *Relatório IBRACON sobre o colapso do Ed. Wilton Paes de Almeida, datado de 13 de agosto de 2018, Rev. 01.*

Edifício Wilton Paes de Almeida

Propriedades tecnológicas do concreto e da armadura utilizados na estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1º de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP.

Rev. 01, corrigida e ampliada, que anula a versão anterior de 03 de agosto de 2018.

Supervisão:

Prof. Paulo Helene

Diretor Técnico do IBRACON

Autores:

Douglas Couto

Jéssika Pacheco

Matheus Moreira

AGOSTO 2018

Natureza do Trabalho: Relatório Técnico.
Propriedades tecnológicas do concreto e da armadura utilizados na estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1º de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP.

Interessado: Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP)

Sumário

1.	INTRODUÇÃO.....	3
2.	DESCRIÇÃO DO ACONTECIMENTO.....	4
3.	PROPRIEDADES do CONCRETO ARMADO.....	7
4.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	43

ANEXOS

Anexo A → *Ofício elaborado pelo IBRACON ao Secretário de prefeituras regionais da Prefeitura Municipal de São Paulo, Sr. Marcos Penido.*

Anexo B → *Termo de Cooperação para o estudo do comportamento dos materiais da estrutura de concreto armado do Edifício Wilton Paes de Almeida, firmado entre o IBRACON e a SPObras da PMSP.*

Anexo C → *E-mail de autorização para a remoção das amostras, enviado pelo perito Sr. Edgar Rezende.*

Anexo D → *Relatórios de ensaios n°s 117957 e 117958, elaborados pela Associação Brasileira de Cimento Portland.*

Anexo E → *Relatório de ensaios elaborado pela CAIQ Serviços de Análises Metalográficas Ltda./ArcelorMittal.*

1. INTRODUÇÃO

A partir de uma iniciativa do IBRACON, representado pelo Diretor Presidente Julio Timerman e o Diretor Técnico Prof. Paulo Helene, foi realizada esta investigação e estudos, visando contribuir para a caracterização tecnológica dos materiais remanescentes do colapso precoce da estrutura de concreto armado do Edifício Wilton Paes de Almeida, sito a R. Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP, que sofreu incêndio e colapso na madrugada do dia 1º de maio de 2018.

Para a consecução desse objetivo, houve a necessidade de contar com a participação altruísta de várias Instituições Privadas e Públicas e, inclusive, de pessoas físicas (profissionais reconhecidos), que entendendo a motivação maior, não hesitaram em dar seu apoio voluntário e competente a este desafio lançado pelo IBRACON e que estão registradas e nominadas neste Parecer.

Para lograr a retirada de amostras (pedaços) da estrutura, houve o apoio da Prefeitura Municipal de São Paulo (*Anexo A*), cujo Presidente da SPObras, Sr. Mauricio Brun Bucker, intermediado pelo Prof. Vitor Levy Castex Aly, Secretário Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB), firmou juntamente com o Diretor Presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman, o Termo de Cooperação para análise dos escombros da edificação sinistrada (*Anexo B*).

Ainda, o acesso aos escombros foi também acordado com a Superintendência da Polícia Técnico-Científica, através dos peritos Mônica Bernardi Urias e Edgar Rezende Marques (*Anexo C*), sendo que este último acompanhou *in loco* a retirada das amostras para transporte e depósito nas instalações da UPM.

Para guarda das amostras retiradas dos escombros e para as operações de ensaio, contou-se com a participação espontânea da Universidade Presbiteriana Mackenzie UPM, que ofereceu o espaço nos Laboratórios de Estruturas e Materiais de Construção da Escola de Engenharia, tendo o Prof. Simão Prizskulnik como interlocutor principal.

De modo a conhecer as propriedades tecnológicas dos materiais concreto e aço, assim como a geometria e armadura do trecho de pilar coletado dos escombros foi desenvolvido um plano de inspeção e ensaios, formulado pela equipe do IBRACON e levado a cabo com a colaboração voluntária de profissionais, entidades e empresas registradas e nominadas neste Parecer.

2. DESCRIÇÃO DO ACONTECIMENTO

“Um incêndio levou ao desabamento de um prédio de 24 andares invadido no centro de São Paulo, provocou pânico em moradores e vizinhos e expôs a falta de controle de órgãos públicos sobre a segurança de imóveis ocupados por sem-teto” (Folha, 2018)¹.

Figura 1. Edifício Wilton Paes de Almeida.



Na madrugada do primeiro dia do mês de maio de 2018, um incêndio levou o edifício Wilton Paes de Almeida (Fig. 1) ao desabamento. O incêndio teve início por volta das 01h30, e as chamas começaram por um provável curto circuito no quinto andar. Em pouco espaço de tempo, devido às características construtivas do prédio, o fogo se alastrou rapidamente pelos outros andares (Fig. 2). Por volta das 02h50, toda a edificação desmoronou sobre si, causando a morte de 07 pessoas (Folha, 2018)¹. Além do edifício Wilton Paes de Almeida, mais 04 propriedades foram danificadas e interditadas pela Defesa Civil (Fig. 3). Entre elas, a Igreja Evangélica Luterana de São Paulo, fundada em 1908, conhecida como o primeiro templo no estilo gótico a ser construído na cidade (CONPRESP, 1992)².

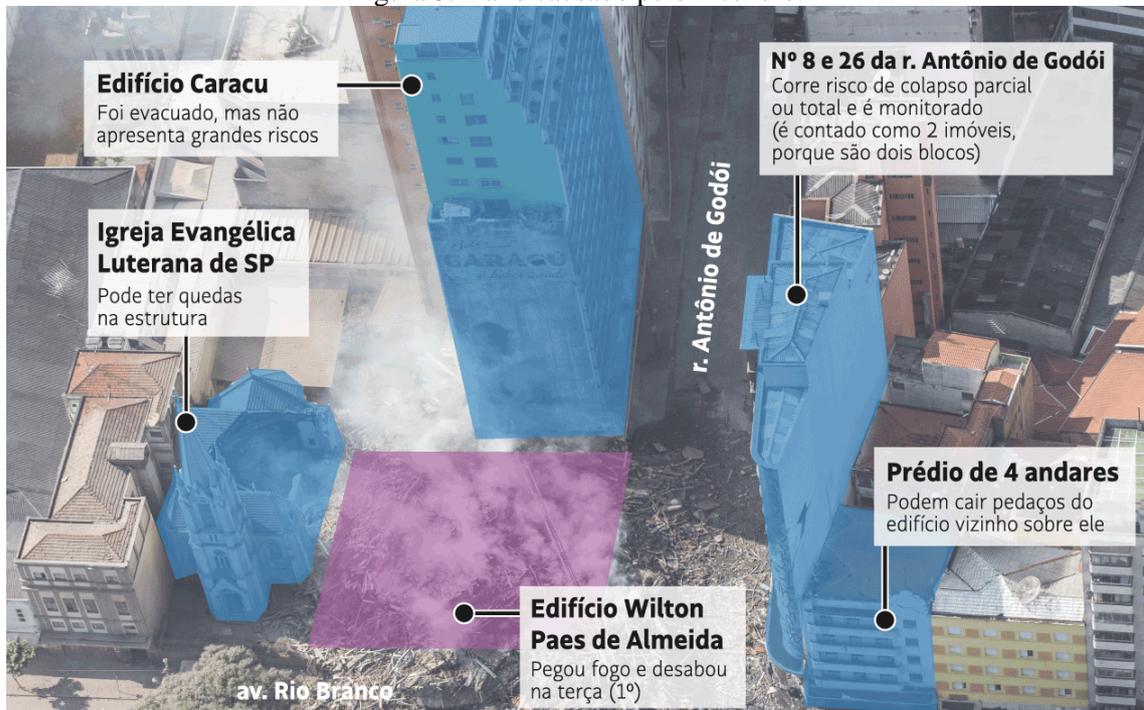
¹ <https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2018/05/incendio-de-grandes-proporcoes-atinge-um-edificio-no-largo-do-paissandu.shtml>

² CONPRESP. (1992). Resolução CONPRESP nº. 37/92. *Tombamento*, (p. 15). São Paulo.

Figura 2. Incêndio visto da Av. Rio Branco.



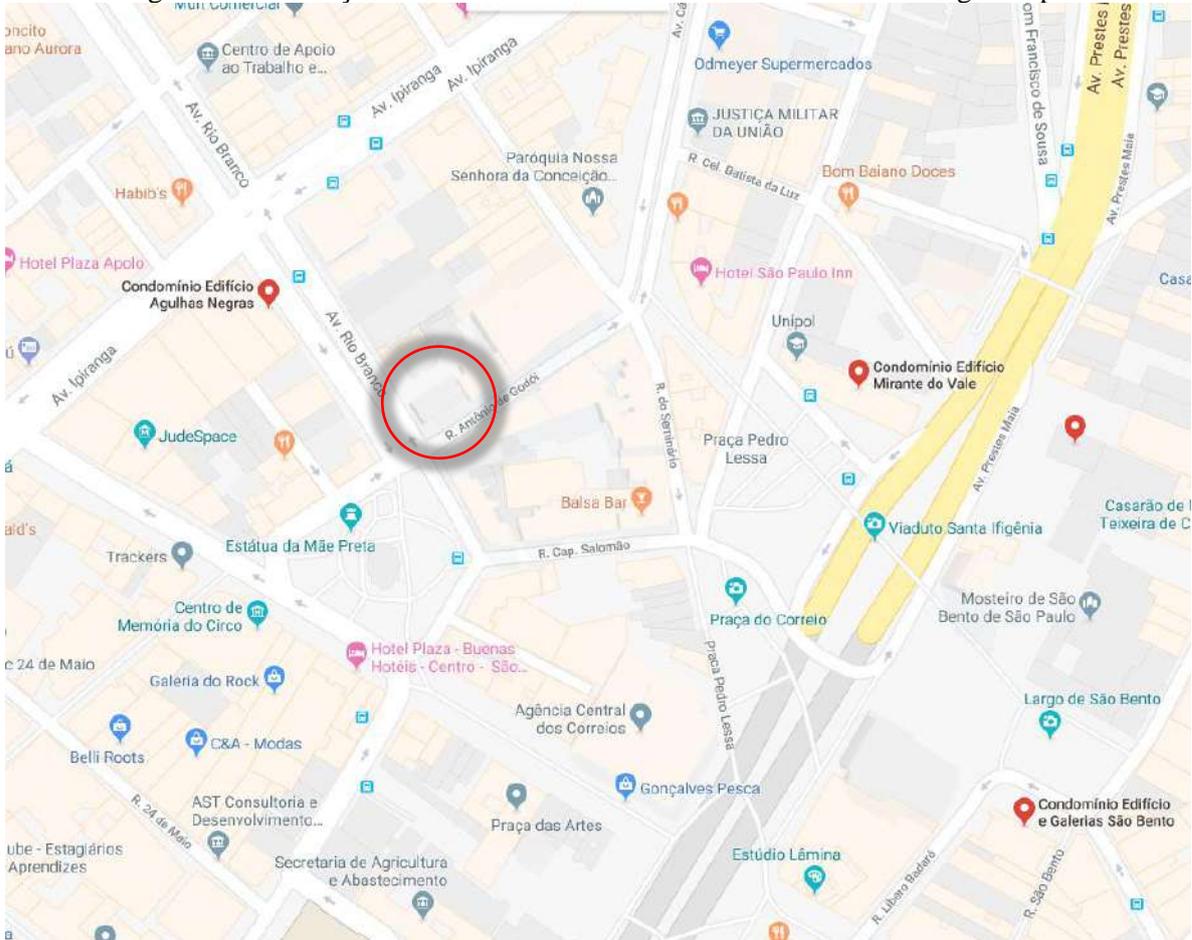
Figura 3. Dano causado pelo incêndio.



O edifício Wilton Paes de Almeida estava localizado no encontro da Avenida Rio Branco com a Rua Antônio de Godoy, 581 no Largo do Paissandu na cidade de São Paulo.

Endereço localizado em frente à igreja Nossa Senhora do Rosário dos Homens Pretos, próximo de outras construções emblemáticas da Capital, como a Galeria do Rock, o Bar Brahma, Praça das Artes, Viaduto Santa Ifigênia, Teatro Municipal, entre outras. vide Fig. 4.

Figura 4. Localização do edifício Wilton Paes de Almeida. Fonte: Google Maps.



3. PROPRIEDADES do CONCRETO ARMADO

3.1. Coleta das amostras

A coleta das amostras foi realizada no sábado, dia 05/05/2018. O acesso ao local controlado pelo Corpo de Bombeiros e a remoção das amostras foi acordado entre o IBRACON e a SPObras. Contou também com o acompanhamento dos Srs. Perito Edgar Rezende Marques, Prof. Paulo Helene, Dr. Carlos Brites e Matheus Moreira. Foram selecionadas para a coleta duas grandes amostras da superestrutura colapsada do edifício: um trecho de laje e um trecho de pilar (Figs. 5 e 6).

Nesta ocasião, foi identificada a necessidade de remover as barras de aço excedentes na amostra do pilar, onde se obteve o auxílio voluntário e primoroso dos funcionários da SPObras que, um dia antes da remoção das amostras, efetuaram a devida remoção das barras excedentes (Fig. 7).

Para o transporte das amostras até os laboratórios da Escola de Engenharia da UPM, contou-se com apoio da empresa Demolidora Santos Filho, que voluntariamente cedeu pessoal especializado e um caminhão do tipo *Munck* para esta finalidade (Fig. 8).

Figura 5. Amostra de laje escolhida.



Figura 6. Amostra de pilar escolhida.



Figura 7. Remoção das barras de aço excedentes.



Figura 8. Transporte da amostra do Pilar



3.2. Plano de Ensaios

Foi elaborado pelo Prof. Paulo Helene e pelo Dr. Carlos Britez o seguinte plano de ensaios:

- 1) Atividades e ensaios específicos às amostras de concreto:
 - a) Esclerometria
 - b) Levantamento geométrico
 - c) Extração de corpos de prova
 - d) Caracterização mineralógica do agregado
 - e) Apreciação petrográfica de minerais naturais
 - f) Resistência à compressão
 - g) Resistência à tração
 - h) Ultrassom
 - i) Módulo de elasticidade

- j) Ensaio de absorção de água
 - k) Índice de vazios
 - l) Massa específica
 - m) Reconstituição de traço
 - n) Difractometria de raios x
 - o) Termodiferencial e Termogravimetria
- 2) Atividades e ensaios específicos às amostras de aço:
- a) Tipologia do aço empregado
 - b) Composição química
 - c) Tração
 - d) Dobramento
 - e) Desbitolamento
 - f) Alongamento
 - g) Dureza de Vickers
 - h) Metalografia

3.3. Resultados

Os resultados aqui apresentados podem ser consultados em seus respectivos relatórios originais, dispostos no *Anexo D* deste Relatório.

3.3.1. Concreto

Esclerometria

Ensaio não destrutivo para a avaliação da dureza superficial do concreto com vistas a uma avaliação, ainda que grosseira, da resistência do concreto e da influência negativa superficial das altas temperaturas.

O ensaio de “Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão” foi realizado conforme a norma ABNT NBR 7584:2013 nas dependências do Laboratório de Materiais de Construção da UPM.

Foram realizados 224 impactos em 14 áreas de ensaio diferentes, metade delas nas superfícies expostas ao fogo, e a outra metade nas superfícies cortadas (núcleo), denominadas face exposta e núcleo, respectivamente. No núcleo não houve ação deletéria de altas temperaturas. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Resultados obtidos no ensaio de esclerometria.

n°	índice individual de reflexão (impacto) em %				1ª média aritmética com 16 impactos	valor médio ± 10%	índice esclerométrico 2ª média aritmética	local
1	41,5	38,5	13,5	11,0	23,7	26,1	25,5	Núcleo
	35,0	29,5	12,0	9,0				
	32,5	25,5	17,5	18,0		21,3		
	32,5	15,5	12,5	35,5				
2	46,0	29,0	43,0	34,5	36,4	40,1	36,8	Núcleo
	22,0	37,0	44,0	30,0				
	38,5	45,5	41,0	37,0		32,8		
	37,0	41,5	28,5	28,5				
3	29,0	44,0	27,0	29,5	41,1	45,2	41,5	Núcleo
	33,5	46,5	34,0	27,5				
	46,0	48,5	39,0	50,0		37,0		
	46,5	47,5	53,0	56,0				
4	41,0	41,0	27,0	28,5	41,9	46,1	42,4	Núcleo
	40,5	45,0	47,0	38,5				
	45,5	54,5	44,5	29,0		37,7		
	46,0	40,0	46,5	55,5				
5	36,5	42,5	47,5	43,5	38,0	41,8	38,4	Núcleo
	40,5	37,7	41,5	31,0				
	44,5	29,5	37,0	30,0		34,2		
	34,0	30,5	37,0	45,0				



IBRACON

6	44,0	42,5	47,5	43,5	42,5	46,7	42,1	Núcleo
	51,5	48,0	40,0	41,0		38,2		
	36,0	21,5	37,0	34,0				
	49,0	41,5	52,0	50,5				
7	40,0	39,0	43,0	44,0	36,9	40,6	38,4	Núcleo
	40,5	45,0	47,0	38,5		33,2		
	23,5	29,5	26,5	29,0				
	45,0	38,5	34,0	27,0				
8	42,5	38,0	28,5	20,5	27,6	30,4	26,8	Face Externa
	24,5	27,0	25,5	27,0		24,8		
	27,5	17,5	33,0	35,0				
	25,5	32,0	7,0	30,5				
9	29,5	22,5	16,0	10,5	24,3	26,7	23,5	Face Externa
	39,0	23,0	23,5	25,0		21,9		
	30,5	35,5	21,5	23,5				
	31,5	21,0	17,5	19,0				
10	19,0	27,5	25,5	34,0	25,6	28,2	25,8	Face Externa
	26,5	26,5	23,0	26,5		23,1		
	23,0	24,5	29,0	25,0				
	20,0	30,0	25,0	25,0				
11	34,0	45,0	46,0	43,0	40,3	44,3	40,9	Face Externa
	41,5	46,0	45,5	43,0		36,3		
	40,5	45,5	47,5	40,5				
	27,5	35,0	27,5	37,0				

12	44,0	40,5	34,0	21,0	31,2	34,3	32,0	Face Externa
	45,5	36,0	25,5	30,0				
	39,5	22,0	23,5	38,5		28,1		
	27,0	8,0	37,5	27,0				
13	26,0	27,0	41,0	35,0	33,7	37,0	34,1	Face Externa
	31,0	39,5	41,5	28,5				
	31,5	38,0	37,0	22,5		30,3		
	37,5	38,0	36,0	28,5				
14	33,5	19,0	30,0	25,5	23,5	25,9	24,8	Face Externa
	24,0	19,5	31,5	42,5				
	10,0	9,0	16,5	34,0		21,2		
	18,5	17,5	10,0	35,0				

Conforme é possível observar, houve uma significativa redução nos valores dos índices de reflexão obtidos das faces externas em relação aos valores obtidos do núcleo. Nas faces que foram atingidas pelas chamas, foi obtido um valor médio do índice de reflexão de 24%, enquanto que as medições realizadas no núcleo da amostra obtiveram um valor médio do índice de reflexão de 30%.

Extração de testemunhos

Além dos ensaios de resistência à compressão uniaxial e tração diametral, diversas análises químicas e físicas dependiam substancialmente da disponibilidade de amostras em proporções adequadas para a realização dos mesmos; assim, a extração de exemplares para a realização dos ensaios foi fundamental.

Após o corte diamantado das amostras e o ensaio esclerométrico, deram-se início aos procedimentos para a extração de corpos de prova ou testemunhos nas dependências da UPM, pelo laboratorista Lázaro de Castro, para a correta destinação a cada ensaio.

Os corpos de prova, ou melhor, testemunhos, foram extraídos ortogonalmente às faces cortadas e viradas para cima, conforme apresentado na Fig. 9, ou seja, foram extraídos na direção vertical acompanhando a direção de concretagem dos pilares (gravidade).

Figura 9. Extração dos testemunhos.



Durante a extração dos exemplares e movimentação das peças, foi notada uma série de fissuras no trecho de pilar amostrado. Essas fissuras foram possivelmente causadas por mau adensamento do concreto no momento da construção do edifício (Fig. 10) e também pelos esforços dinâmicos decorrentes da queda da superestrutura durante o colapso do edifício (Fig. 11).

Figura 10. Fissuras visíveis durante a extração.



Figura 11. Testemunho fragmentado devido às fissuras internas, impossibilitando a realização de ensaios mecânicos.



No total, foram realizadas 16 extrações, das quais apenas 06 (seis) puderam ser caracterizadas como testemunhos aproveitáveis, em decorrência do grande número de fissuras internas.

Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão foi realizado no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento das normas ABNT NBR 5739 e ABNT NBR 7680, supervisionado pela Geol. MSc. Ana Lúvia Silveira, com o acompanhamento do Dr. Carlos Brites e do aluno Matheus Moreira.

Devido às limitações da extração e o pequeno número de corpos de prova (testemunhos), este foi escolhido cuidadosamente, sendo considerado o melhor exemplar disponível para este ensaio.

As dimensões do corpo de prova (testemunho) ensaiado e seu resultado estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultado obtido no ensaio de resistência à compressão.

dimensão do testemunho (mm)		relação altura/diâmetro	massa específica (kg/m ³)	carga (N)	fator de correção	resistência à compressão (MPa)	
diâmetro	altura					direta do ensaio	corrigida
102,0	141,6	1,39	2331	185000	0,96	22,6	21,8

Figura 12. Testemunho posicionado na prensa em momento prévio ao ensaio de resistência à compressão.



Também foram posicionadas duas folhas de papel-carbono para averiguar o contato das mesas superior e inferior da prensa com os topos dos testemunhos (Figs. 13 e 14).

Figura 13. Papel-carbono superior.

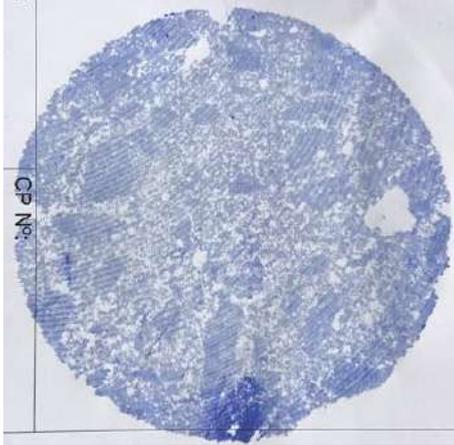
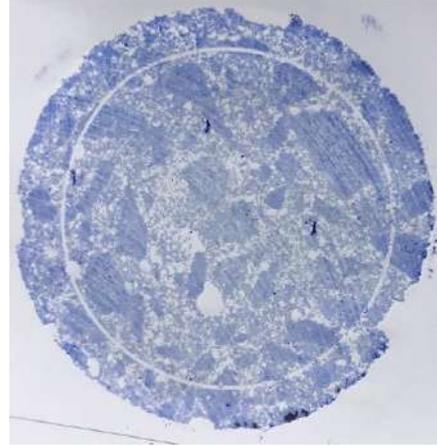


Figura 14. Papel-carbono inferior.



Resistência à Tração

O ensaio de resistência à tração foi realizado no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento sugerido na norma ABNT NBR 7222, supervisionado pela Geol. MSc. Ana Lúvia Silveira, com o acompanhamento do Dr. Carlos Brites e do aluno Matheus Moreira. Novamente, devido às limitações da extração e o pequeno número de testemunhos, este foi escolhido cuidadosamente, sendo considerado o melhor exemplar disponível para este ensaio.

As dimensões do testemunho ensaiado e seu resultado estão relacionados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultado obtido no ensaio de resistência à tração.

dimensão do testemunho (mm)		relação altura/ diâmetro	massa específica (kg/m ³)	carga (N)	resistência à tração (MPa)
diâmetro	altura				
102,0	153,8	1,39	2260	50900	2,07

Módulo de elasticidade

Os ensaios para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico foram realizados em função do número de testemunhos disponíveis. Não foi possível obter testemunhos adequados ao ensaio de módulo de elasticidade estático ou convencional.

O ensaio de determinação da velocidade ultrassônica foi realizado para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico, no laboratório da *PhD Engenharia*, seguindo o procedimento sugerido na norma ABNT NBR 8802, supervisionado pela Eng^a. Jéssika Pacheco. Devido às limitações da extração e o pequeno número de testemunhos, foi realizado o ensaio de ultrassom em apenas 03 (três) exemplares, em decorrência dos demais

possuírem diâmetro menor do que o dos transdutores. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Resultados obtidos no ensaio de ultrassom

n° do testemunho	velocidade ultrassônica (m/s)	módulo de elasticidade dinâmico calculado (GPa)
08	3663	27,5
09	3788	29,4
10	3669	27,6

O cálculo do valor do módulo de elasticidade dinâmico foi realizado através da equação 1.

$$V_p = 2 \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

V_p é a velocidade de onda longitudinal;

E é o módulo de elasticidade dinâmico;

ν é o coeficiente de Poisson, considerado igual a 0,2 e

ρ é a massa específica do concreto (valor obtido em ensaio: 2280 kg/m³)

Por sua vez, o ensaio de Determinação do Módulo de Elasticidade Dinâmico por Estímulo de Impacto foi também realizado no laboratório da *PhD Engenharia*, seguindo o procedimento da norma ASTM C215 realizado pela Eng^a. Jéssika Pacheco e acompanhado pelo aluno Matheus Moreira. Devido às limitações da extração, e ao pequeno número de corpos de prova (testemunhos), o ensaio por estímulo de impacto foi realizado em 01 (um) exemplar. O resultado obtido está apresentado na Tabela 5.

Tabela 5. Resultado obtido no ensaio por estímulo de impacto.

n. do testemunho	$E_{longitudinal}$ (GPa)	$E_{transversal}$ (GPa)
08	19,8	12,3

Com base na dissertação de mestrado do MSc. Eng. Pedro Bilesky³, pode-se estimar o módulo de elasticidade estático, convencional, variando numa ampla faixa de 10GPa a 26GPa, sendo mais razoável considerar um módulo de elasticidade variando de 20GPa a 26GPa. Esta hipótese se justifica porque o valor de 10GPa foi estimado a partir do módulo

³ Bilesky, Pedro Carlos. Contribuição aos estudos do módulo de elasticidade do concreto. Dissertação. IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 2016. 298 p.

de impacto que foi realizado em apenas 1 testemunho e portanto menos representativo que o módulo dinâmico obtido de 3 testemunhos.

Ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica

O ensaio de determinação do índice de absorção de água, índice de vazios e massa específica foram realizados no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento na norma ABNT NBR 9778, supervisionados pela Geol. MSc. Ana Livia Silveira. Os resultados estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Resultados obtidos para o índice de absorção de água, índice de vazios e massa específica.

ensaios	amostra		
	pilar	laje	escombros
absorção após imersão e fervura (%)	6,52	6,68	8,02
índice de vazios após saturação e fervura (%)	14,75	15,21	17,75
massa específica da amostra seca (g/cm ³)	2,26	2,28	2,21
massa específica após saturação e fervura (g/cm ³)	2,41	2,43	2,39
massa específica real (g/cm ³)	2,65	2,69	2,69

Reconstituição de traço

O ensaio para a reconstituição de traço foi realizado no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento da norma interna ABCP PO-GT 3016, supervisionado pela Geol. MSc. Ana Livia Silveira. Para os cálculos de proporcionamento em massa foi adotado o valor de Óxidos de Cálcio igual a 60%. Não foi levada em conta a eventual presença de materiais calcários ligados aos agregados graúdos e miúdos. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7. Resultados obtidos na reconstituição de traço.

amostra	composição	
	cimento	agregados
Pilar	1	5,9
Laje	1	6,2

Com base no traço em partes de massa e na massa específica, calculou-se o consumo de cimento empregado no preparo do concreto. Partiu-se do pressuposto de que faz parte da constituição deste concreto um teor de água de hidratação correspondente a 0,3 em relação

ao cimento anidro. Assim, a partir da equação 2, é possível estimar o consumo de cimento em **314 kg/m³** para a amostra do pilar, e em **304 kg/m³** para a amostra da laje.

$$C = \frac{M}{1+P+A+a/c} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde:

C é o consumo de cimento;

M é a massa específica da amostra seca;

P é o agregado maior que 4,8mm;

A é o agregado menor ou igual a 4,8mm e

a/c é a relação água/cimento em massa

Difratometria de raios x

O ensaio de difratometria de raios x foi realizado no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento da norma interna ABCP PO-GT 5042, supervisionado pela Geol. MSc. Ana Lúvia Silveira. Este ensaio objetivou a identificação das fases cristalinas que compõe as amostras dos escombros, que foram destorroadas em almofariz e a porção moída e destorroada foi analisada no Difrátômetro de raios X. Os resultados dessa análise podem ser consultados na Tab. 8.

Tabela 8. Resultados do ensaio de difratometria de raios X.

Minerais	Quimismo Aproximado	Distância interplanar principal (Å)	Frequência relativa					
			a	b	c	d	e	f
Feldspato	(Na _{0,5-0,3} , Ca _{0,5-0,7})Al(Al _{0,5-0,7} , Si _{0,5-0,3})Si ₂ O ₈	3,20	*	*	*	**	-	**
Mica	KAl ₂ (AlSi ₃ O ₁₀)(OH) ₈	9,99	**	*	**	**	**	***
Quartzo	SiO ₂	3,33	****	**	****	****	**	***
Calcita	CaCO ₃	3,03	**	*	*	*	*	*
Portlandita	Ca(OH) ₂	4,90	***	****	****	**	****	****

Simbologia - = não detectado

tr = traços

* = presente

** = pouco frequente

*** = frequente

**** = muito frequente

Nota: A avaliação semiquantitativa (expressa em número de asteriscos) das fases está fundamentada na altura dos picos de difração, cuja intensidade é função do teor, da simetria e do grau de cristalinidade do constituinte

Termodiferencial e Termogravimetria

Os ensaios de Termodiferencial e Termogravimetria foram realizados no laboratório da *Associação Brasileira de Cimento Portland*, seguindo o procedimento da norma interna

ABCP PO-GT 5042, supervisionado pela Geol. MSc. Ana Livia Silveira. Estas análises objetivam reconhecer, através de termogramas, a presença de picos referentes aos hidratados de cimento, ao hidróxido de cálcio e ao carbonato de cálcio, constituintes da pasta hidratada, além daqueles relativos ao quartzo presente no agregado miúdo. Isto posto, os resultados obtidos podem ser consultados na Tab. 9.

Tabela 9. Resultados dos ensaios de Termodiferencial e Termogravimetria.

Identificação da amostra		Perda de Massa (%)					
		40-200°C (Perda de água livre e/ou adsorvida e decomposição dos silicatos hidratados)	200-400°C (Decomposição dos aluminatos hidratados)	400-500°C [Decomposição do Ca(OH) ₂]	500-800°C (Descarbonatação do CaCO ₃)	Ca(OH) ₂	CaCO ₃
214424	topo	4,59	2,03	1,32	10,34	5,4	23,5
	meio	7,54	4,86	3,85	2,90	15,8	6,6
	base	8,14	4,81	4,16	2,97	17,1	6,8
214425	topo	4,35	2,79	1,46	11,53	6,0	26,2
	meio	8,38	5,45	4,18	4,31	17,1	9,8
	base	6,42	4,00	2,84	3,81	11,7	8,7

3.3.2. Armadura

Para os ensaios com as barras de aço, diferentemente da limitação das amostras de concreto, as amostras eram abundantes. Os ensaios, sem custo para o IBRACON, foram realizados nas dependências dos laboratórios da *ArcelorMittal*, em Juiz de Fora, MG e contaram com o acompanhamento e supervisão dos Srs. Antônio Paulo Pereira, Luis Aduato Moraes Mazarin, Thamyris Torsani Pimentel, José Luiz de Moraes Andrade, Eduardo Antônio de Araújo Franca e João Ricardo Cambraia de Souza Brissac. O relatório de ensaios elaborado está disponibilizado no Anexo E.

Tipologia do Aço empregado

O aço empregado na armadura do Edifício Wilton Paes de Almeida era de dois tipos, e foram nomeados de entalhado e liso, em função da sua geometria. Conforme demonstrado na Tab. 10 e Fig. 15, as amostras numeradas de 1 a 6 foram classificadas como entalhadas, enquanto que as demais foram classificadas como lisas.

Tabela 10. Classificação das amostras de aço.

n°	bitola (mm)	descrição	observação
1	22	armadura longitudinal do pilar	entalhado
2	22	armadura longitudinal do pilar	entalhado
3	20	armadura longitudinal do pilar	entalhado
4	20	armadura longitudinal do pilar	entalhado
5	16	armadura longitudinal do pilar	entalhado
6	16	armadura longitudinal do pilar	entalhado
7	10	armadura transversal	liso
8	10	armadura transversal	liso
9	10	armadura transversal	liso
10	8	armadura complementar	liso

Figura 15. Classificação das amostras de aço.



No caso especial do aço classificado como entalhado, é desconhecido o seu processo de fabricação, onde as depressões apresentadas de maneira uniformemente ordenadas variam sua angulação em 90°, conforme se observa na Fig. 16. Acredita-se que essa barra passou por um processo de “prensamento” no sentido das depressões. As medições e análises realizadas para as barras entalhadas estão apresentadas na Tabela 11.

Figura 16. Tipologia da barra entalhada.

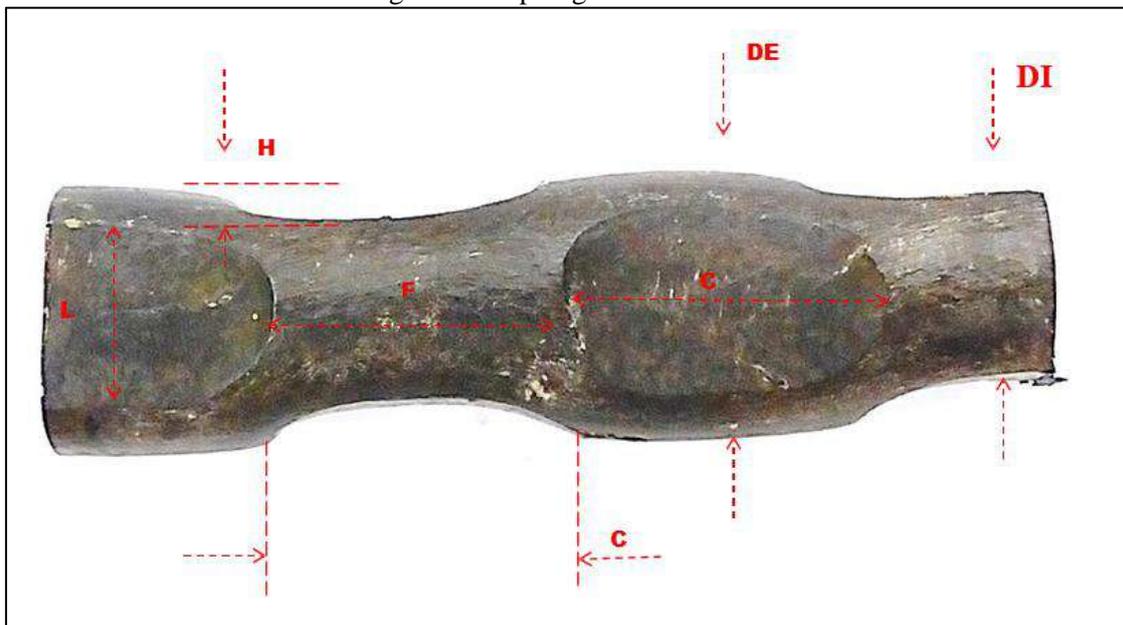


Tabela 11. Medições e análises realizadas para as barras entalhadas.

Bitola (mm)	Diâmetro Externo (entalhe) DE (mm)		Diâmetro Interno (entalhe) DI (mm)		Profundidade de Entalhe (H) (mm)		Entalhe (comprimento/largura) (mm)	Espaçamento entre entalhes E (mm)
	Lado A	Lado B	Lado A	Lado B	A	B		
22	23,89	24,05	17,01	16,61	3,4	3,7	27,5 / 14,7	25,6
	25,01	24,91	16,92	16,96	4,0	4,0	27,2 / 15,2	25,3
20	20,92	21,56	14,62	14,02	3,2	3,8	25,2 / 13,1	27,8
	20,62	20,77	14,55	14,41	3,0	3,2	22,4 / 11,2	29,3
16	17,82	18,48	11,58	12,24	3,1	3,1	22,7 / 10,7	31,1
	18,47	18,21	12,2	12,13	3,1	3,0	21,3 / 10,3	30,7

As mesmas medições e análises foram realizadas para as barras lisas, e os valores encontram-se na Tab. 12.

Tabela 12. Medições e análises realizadas para as barras lisas.

Bitola (mm)	Amostra	Diâmetro Mínimo	Diâmetro Máximo	Ovalização
10	7	9.67	9.86	0.19
	8	8.96	9.83	0.87
	9	9.59	9.75	0.16
8	10	7.18	8.23	1.05

Espectrometria de emissão ótica

Para o completo conhecimento da composição química das amostras de aço, estas foram submetidas à Análise Química em Espectrômetro de Emissão Ótica (ARLW), e os resultados obtidos estão expostos na Tab. 13. Ainda, compararam-se também as amostras do edifício com os atuais parâmetros para cada elemento químico presente, e os limites estipulados pela ABNT NBR 8965.

Tabela 13. Resultados obtidos na ARLW.

Bitola (mm)	Amostra	C	Mn	Si	P	S	Cu	Cr	Ni	Sn	Mo	N	Ceq
22	1	0.29	0.91	0.41	0.029	0.051	0.02	0.01	0.02	0.10	0.01	0.0032	0.47
	2	0.28	0.91	0.41	0.028	0.049	0.02	0.01	0.02	0.10	0.01	0.0037	0.46
20	3	0.25	0.72	0.36	0.035	0.043	0.02	0.01	0.01	0.13	0.01	0.0048	0.39
	4	0.26	0.73	0.39	0.036	0.049	0.02	0.01	0.01	0.15	0.01	0.0048	0.40
16	5	0.26	0.66	0.36	0.014	0.049	0.03	0.01	0.02	0.17	0.01	0.0059	0.39
	6	0.26	0.66	0.38	0.013	0.052	0.03	0.01	0.02	0.17	0.01	0.0046	0.40
10	7	0.16	0.36	0.02	0.027	0.039	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0045	0.22
	8	0.11	0.48	0.33	0.026	0.014	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0059	0.21
	9	0.09	0.56	0.35	0.031	0.012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0061	0.20
8	10	0.12	0.45	0.11	0.143	0.071	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0067	0.20
16 atual	sem tratamento	0.33	0.82	0.25	0.015	0.020	0.11	0.09	0.04	0.01	0.01	0.0069	0.51
20 atual	com tratamento	0.27	0.94	0.18	0.031	0.018	0.13	0.08	0.04	0.01	0.01	0.0070	0.46
ABNT NBR 8965/85		0.38 máx.	1.56 máx.	0.55 máx.	0.058 máx.	0.058 máx.						0.59 máx.	

Tração

Todas as amostras foram ensaiadas para avaliar a sua resistência à tração (Fig. 17), e os valores obtidos estão expostos na Tabela 14:

Tabela 14. Resultados obtidos no ensaio de resistência à tração.

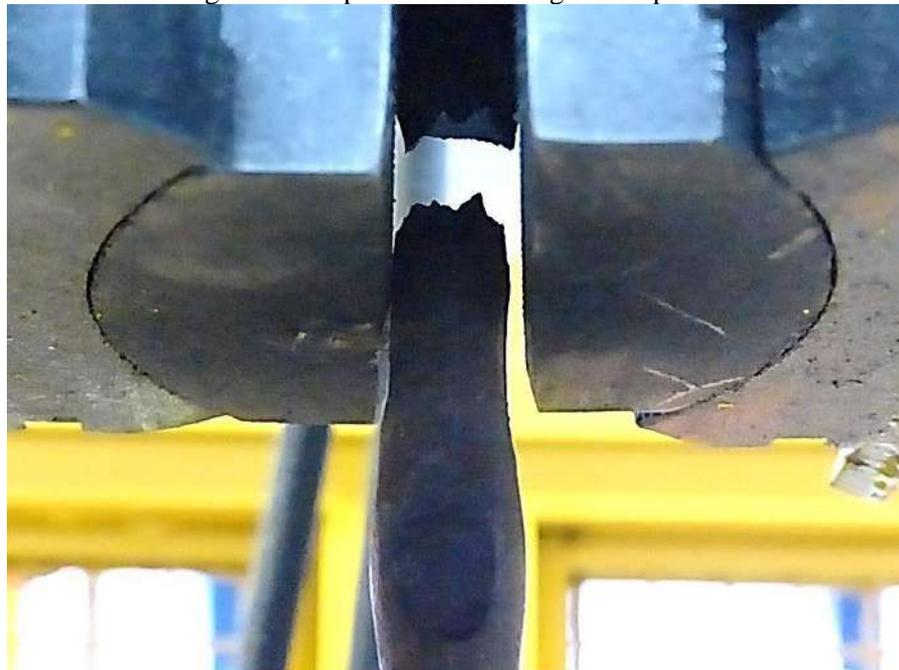
barra	diâmetro (mm)	massa linear (kg/m)	f_{st} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{st}/f_{yk}	alongamento (%)	ruptura
Entalhada	22	2.876	750	620	1.21	6.8	Dúctil
		2.929	760	640	1.20	5.5	Dúctil
Entalhada	20	2.160	720	620	1.17	3.0	Dúctil
		2.146	720	600	1.19	6.0	Dúctil
Entalhada	16	1.545	730	610	1.21	6.9	Dúctil
		1.532	730	550	1.32	6.3	Dúctil
Lisa	10	0.560	490	370	1.32	28.0	Dúctil
		0.546	470	320	1.45	35.0	Dúctil
		0.574	490	350	1.39	27.0	Dúctil
Lisa	8	0.354	550	440	1.23	18.8	Dúctil

Os ensaios nas amostras numeradas de 1 a 6 tiveram sua ruptura nas garras do equipamento (Fig. 18), portanto devem-se desconsiderar os seus valores de alongamento.

Figura 17. Ensaio de resistência à tração.



Figura 18. Ruptura da barra na garra da prensa.



Foi realizado o comparativo com as especificações da norma ABNT NBR 7480 e nenhum resultado atendeu integralmente à ABNT NBR 7480.

Dobramento

Foram realizados os ensaios de dobramento considerando-se as normas EB-3 de 1939 e a ABNT NBR 7480:2007. As amostras de nº 1 a 6 (barras entalhadas) apresentaram quebras no dobramento em pino 2 e não atendem aos requisitos da norma EB-3 1939, porém não quebraram quando dobradas em pino 3, e assim atenderiam a norma NBR 7480/07 num critério mais rigoroso, visto que a norma pede dobramento em pino 6. As amostras de nº 7 a 10 (barras lisas) não apresentaram quebras e assim atendem aos requisitos da norma EB-3 1939. Os resultados obtidos estão expostos na Tab. 16 e 17.

Tabela 16. Resultados obtidos no ensaio de dobramento.

Amostra	Bitola (mm)	Pinos Dobramento	
		EB-3 1939	NBR 7480/07 pino 3
1 e 2	22	Quebra	Ok
3 e 4	20	Quebra	Ok
5 e 6	16	Quebra	Ok
7 a 9	10	Ok	Ok
10	8	Ok	Ok

Tabela 17. Detalhe dos resultados obtidos no ensaio de dobramento.

Diâmetro	16mm	20mm	22mm
Pino 2X			
Pino 3X			

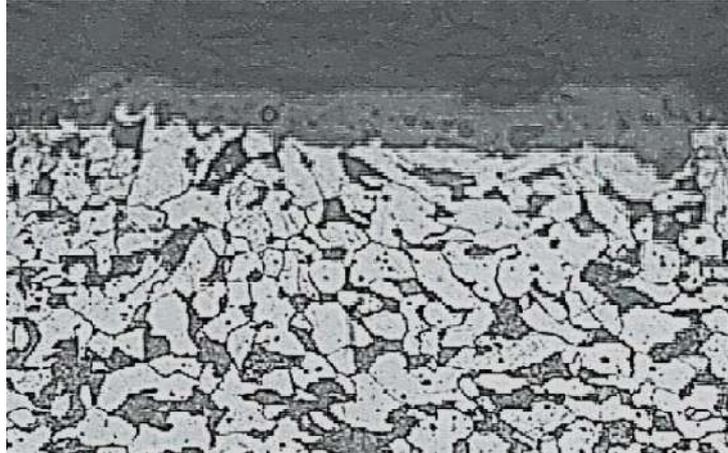
Metalografia

As figuras a seguir apresentam os resultados obtidos na metalografia nas barras de aço com 22mm de diâmetro.

Figura 19. Seção transversal, 2x ampliada.

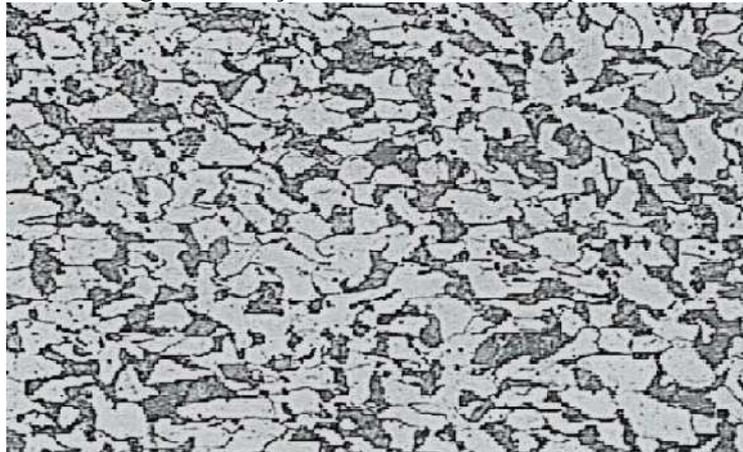


Figura 20. Superfície da amostra, 200x ampliada.



Superfície composta de grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio. Presença de óxido FeO (carepa).

Figura 21. Seção transversal, 200x ampliada.



Estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, grãos irregulares tamanho 8 - 9 ASTM E112.

Figura 22. Seção longitudinal, 2x ampliada.

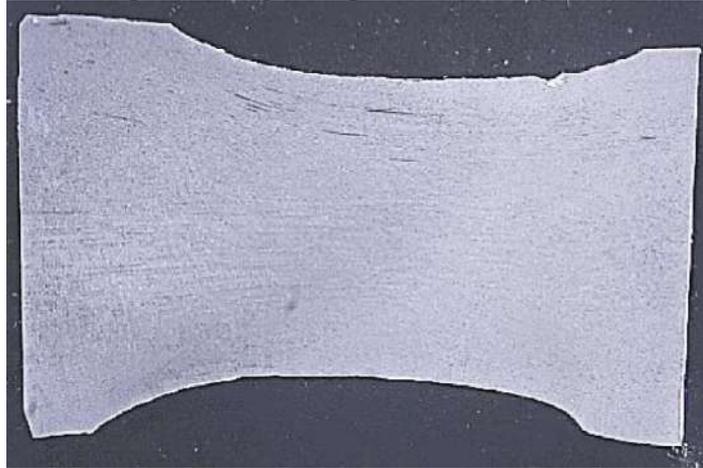
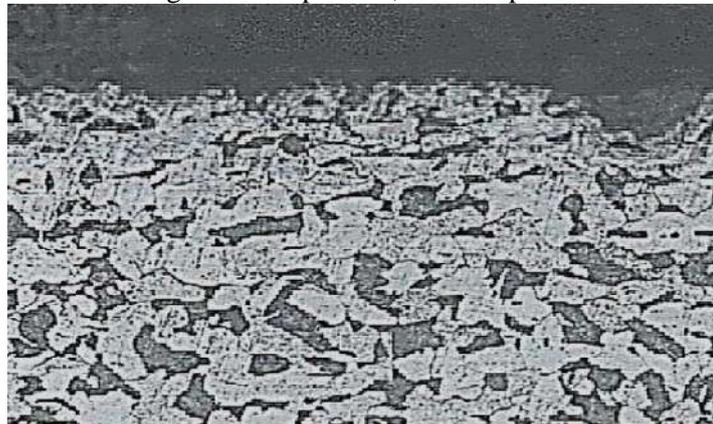


Figura 23. Superfície, 200x ampliada.



Superfície composta de grãos regulares sem vestígios de deformação a frio.

Figura 24. Seção longitudinal, 200x ampliada.



Detalhe da superfície ao fundo do entalhe, notando-se nitidamente grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio, sinalizando que os entalhes foram realizados com as amostras em alta temperatura; ainda, na superfície, observa-se a presença de óxido (carepa).

Por outro lado, pode-se notar que, à medida que se desloca da superfície para o núcleo, ocorre um leve crescimento de grãos. Estrutura composta de perlita e ferrita de textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).

Seção transversal - Ataque nital 2% e 200X ampliação.

As Figuras a seguir apresentam os resultados obtidos na metalografia nas barras de aço com 20mm de diâmetro.

Figura 25. Seções transversal e longitudinal, 20mm.

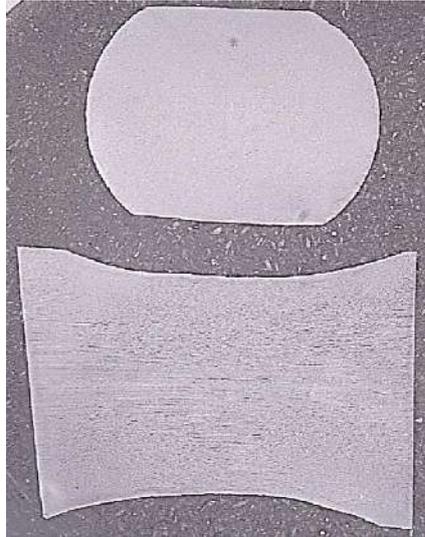
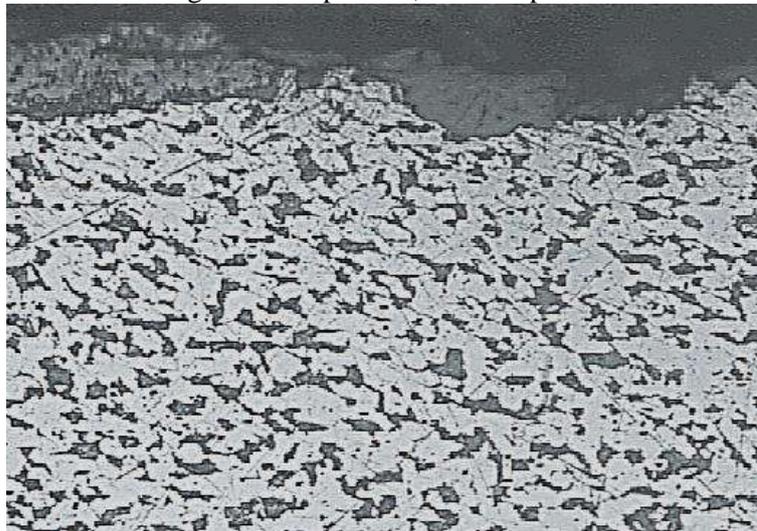
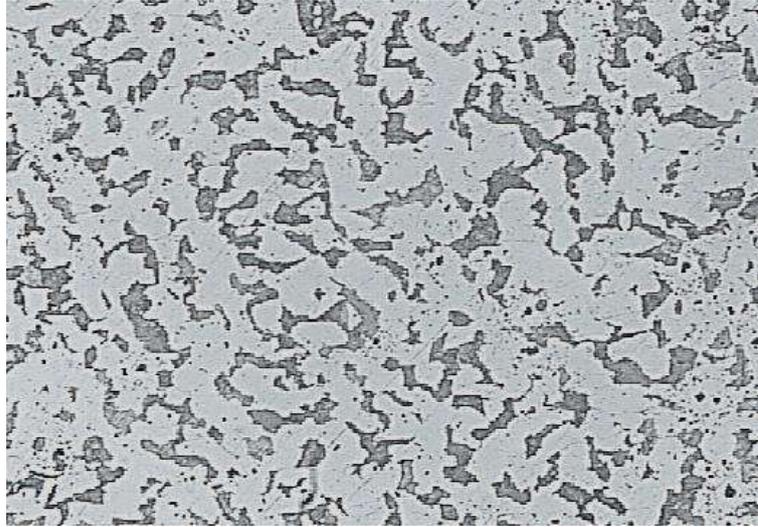


Figura 26. Superfície, 200x ampliada.



Superfície composta de grãos irregulares tamanho 9 - 10 ASTM E112, sem vestígios de deformação a frio. Nota-se presença de óxidos FeO (carepa).

Figura 27. Seção transversal, 200x ampliada.



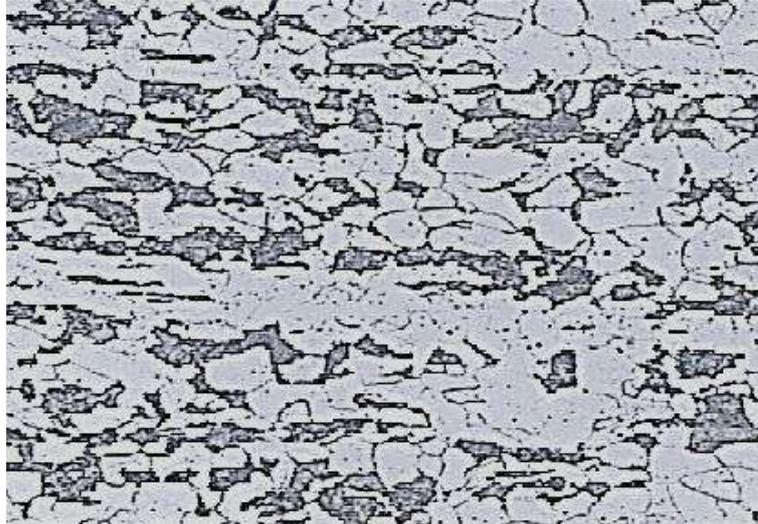
Estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, grãos irregulares tamanho 8 - 9 ASTM E112.

Figura 28. Superfície longitudinal, 200x ampliada.



Superfície composta de grãos regulares tamanho 9-10 ASTM E112 sem vestígios de deformação a frio.

Figura 29. Seção longitudinal, 200x ampliada.



Textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).

Detalhe da superfície ao fundo do entalhe com grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio, sinalizando que os entalhes foram realizados em alta temperatura; observa-se na superfície a presença de óxido (carepa).

Adicionalmente, nota-se que à medida que se desloca da superfície para o núcleo, ocorre leve crescimento de grãos. Estrutura composta de perlita e ferrita de textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).

Seção transversal - Ataque nital 2% e 200X ampliação.

As Figuras a seguir apresentam os resultados obtidos na metalografia nas barras de aço com 16mm de diâmetro.

Figura 30. Seções longitudinal e transversal, 2x ampliado

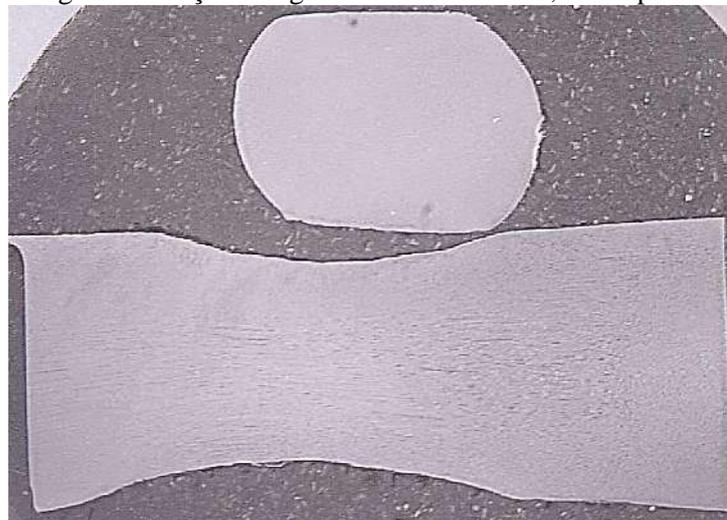
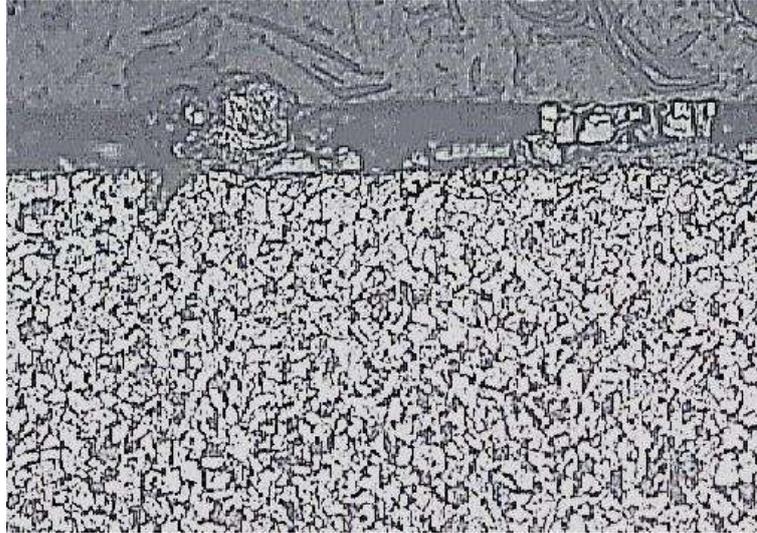
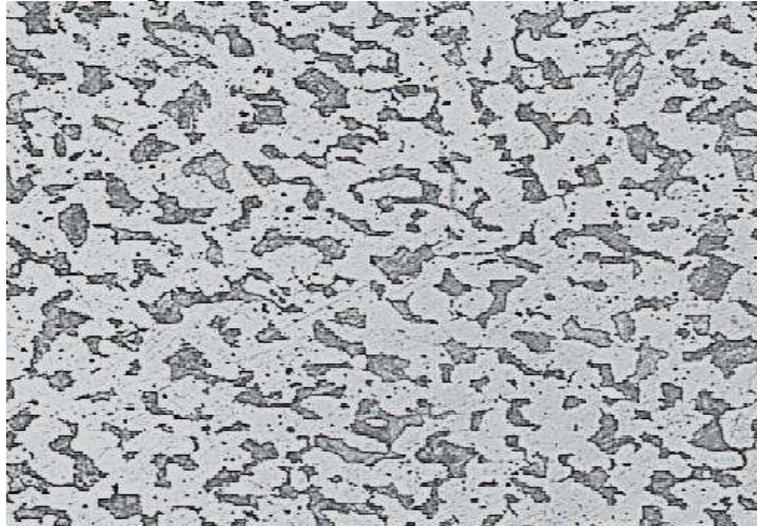


Figura 31. Superfície transversal, 200x ampliada.



Superfície composta de grãos irregulares 9 – 1- ASTM E112, sem vestígios de deformação a frio.

Figura 32. Seção transversal, 200x ampliada.

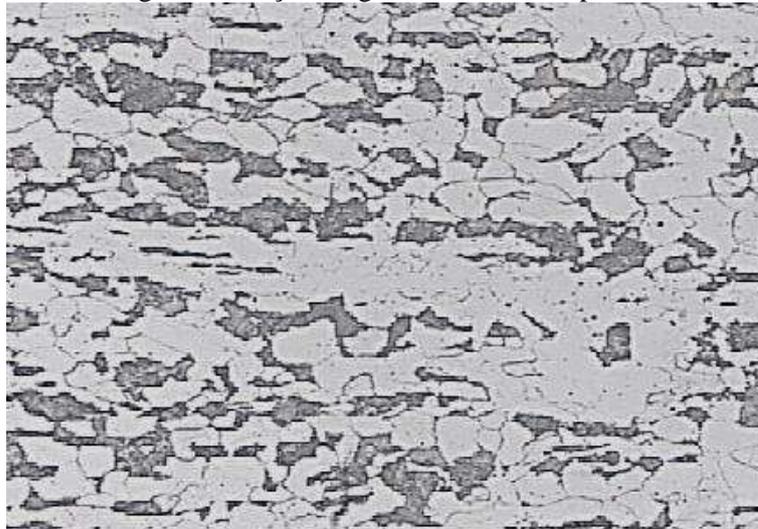


Estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, grãos irregulares tamanho 10 ASTM E112.

Figura 33. Superfície longitudinal, 200x ampliada.



Figura 34. Seção longitudinal, 200x ampliada.



Textura alinhada com faixas de ferrita, ricas em fósforo (ghost-lines).

Detalhe da superfície ao fundo do entalhe com grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio, sinalizando que os entalhes foram realizados em alta temperatura ainda; observa-se na superfície a presença de óxido (carepa). Adicionalmente, nota-se que à medida que se desloca da superfície para o núcleo, ocorre leve crescimento de grãos. Estrutura composta de perlita e ferrita de textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).

Seção transversal - Ataque nital 2% e 200X ampliação.

As Figuras a seguir apresentam os resultados obtidos na metalografia nas barras de aço com 10mm de diâmetro.

Figura 35. Seções transversal e longitudinal, 2x ampliada.

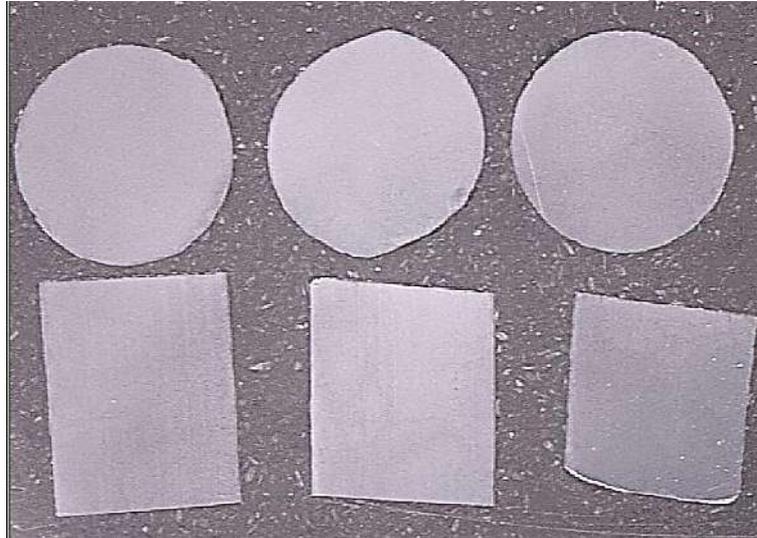
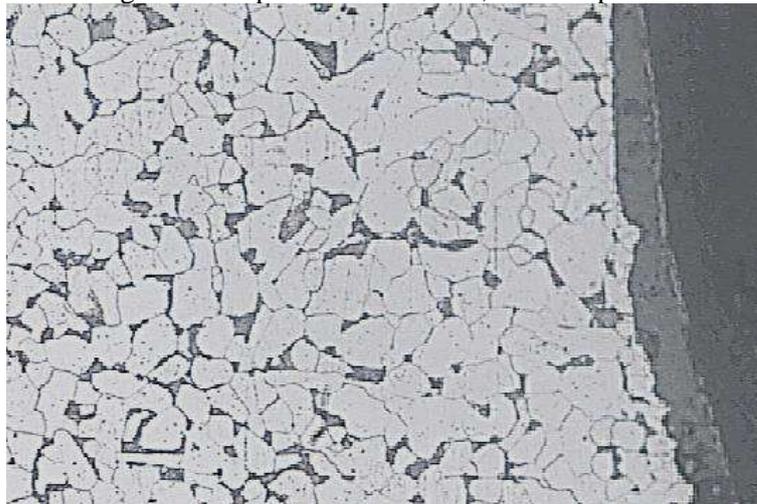
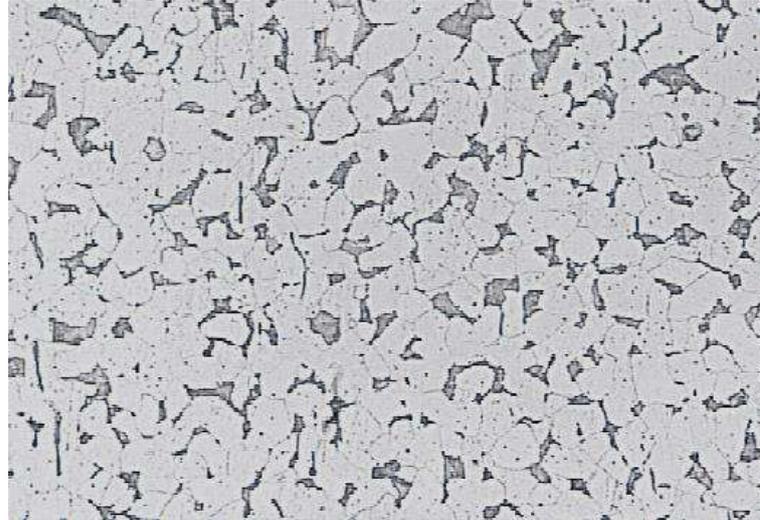


Figura 36. Superfície transversal, 200x ampliada.



Superfície com estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, sem vestígios de deformação a frio.

Figura 37. Seção longitudinal, 200x ampliado



Núcleo com estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, tamanho de grão 8 - 9 ASTM E112.

As Figuras a seguir apresentam os resultados obtidos na metalografia nas barras de aço com 8mm de diâmetro.

Figura 38. Seções transversal e longitudinal, 2,5x ampliada.

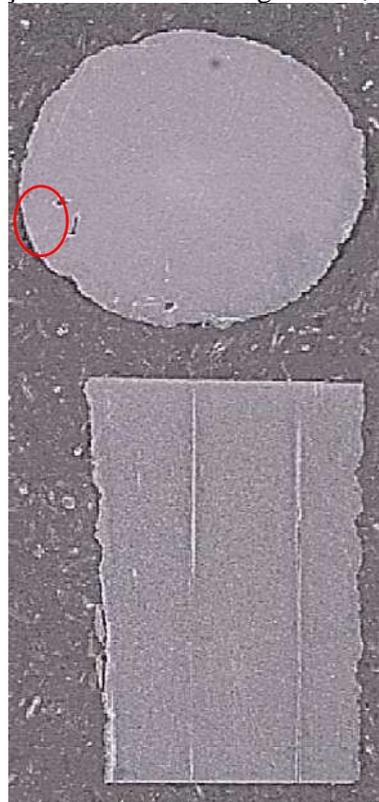
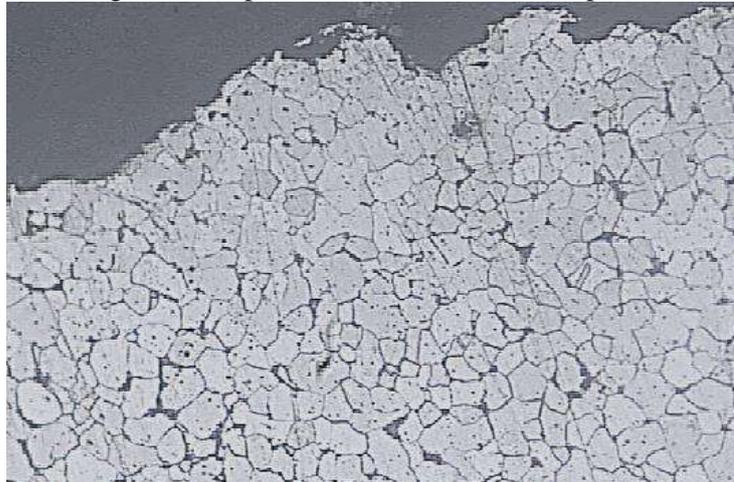


Figura 39. Macro-Inclusão exógena do detalhe.



Figura 40. Superfície transversal, 200x ampliada.



Superfície com estrutura normalizada de perlita e ferrita sem vestígios de deformação a frio.

Figura 41. Seção longitudinal, 200x ampliada.



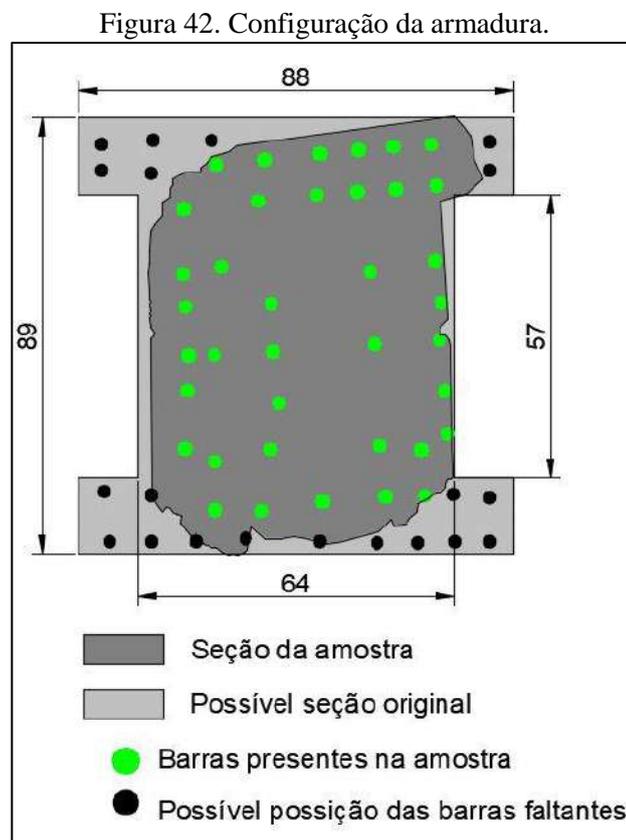
3.3.3. Geometria e armadura do pilar

Levantamento geométrico do pilar

Após o corte diamantado, ficou evidente a disposição da armadura dentro do pilar, e então foi possível realizar o levantamento geométrico do trecho de pilar amostrado.

Para o entendimento da geometria e posição da armadura, foi fundamental o envolvimento e apoio do docente da *Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie*, Prof. Dr. Alfonso Pappalardo Jr.

O trecho de pilar amostrado estava armado com 58 barras de aço longitudinais com 22mm de diâmetro (Fig. 42).



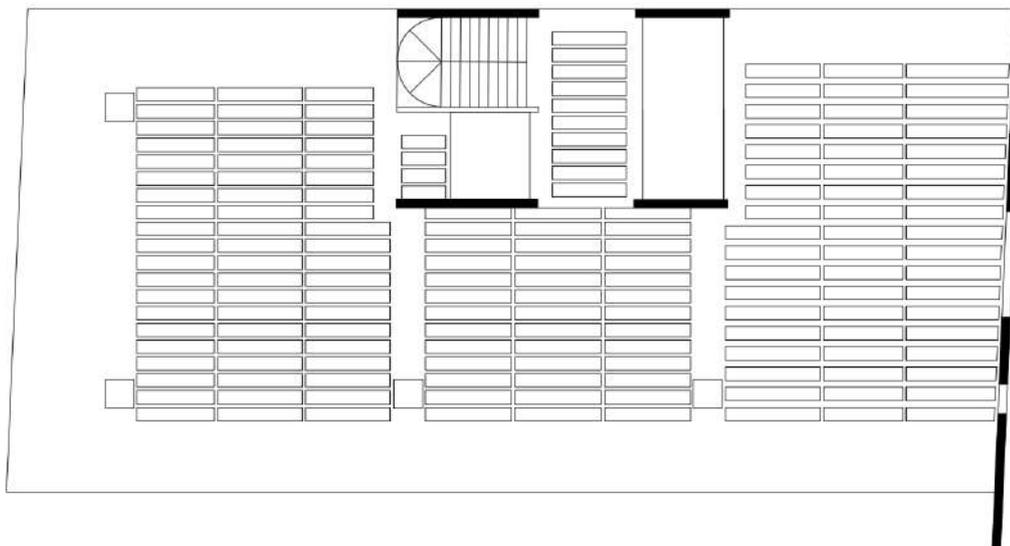
Com o conhecimento da seção, disposição das barras de aço e seus respectivos diâmetros médios, foi possível estimar a taxa de armadura longitudinal em aproximadamente 3%, o que é convencional para edificações com múltiplos pavimentos.

O cobrimento das armaduras, importante verificação ao critério de durabilidade e de resistência ao fogo, variavam de 0 a 2 cm na amostra coletada, o que, mais uma vez, evidenciava uma falta de controle e cuidado na época de execução do edifício.

3.3.4. Esquema de lajes do edifício

As lajes do edifício eram nervuradas e foram moldadas *in loco* (Fig. 43). Dos pilares até o limite onde era instalada a pele de vidro, a laje era em balanço, com seção cheia que reduzia em função da distância do pilar.

Figura 43. Esquema da Laje-grelha



3.4. Resumo dos resultados

Esclerometria

Valor médio do índice de reflexão elástica da face exposta ao fogo: **24%**

Valor médio do índice de reflexão elástica do núcleo: **30%**

Extração de testemunhos de concreto

Foram realizadas **16** perfurações.

Apenas **06** corpos de prova foram aproveitados.

Resistência do concreto à compressão

Resistência à compressão uniaxial de **21,8 MPa**.

Resistência do concreto à tração

Resistência à tração de **2,1MPa**.

Ultrassom

Valor médio da velocidade de onda ultrassônica de **3707 m/s**.

Módulo de elasticidade por ultrassom

Valor médio para o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal calculado de **28 GPa**.

Módulo de elasticidade por estímulo de impacto

Módulo de elasticidade dinâmico longitudinal por estímulo de impacto de **20 GPa**.

Módulo de elasticidade dinâmico flexional ou transversal por estímulo de impacto de **12 GPa**.

Absorção de água

Absorção de água médio após imersão e fervura de **4,2%**.

Índice de vazios

Índice de vazios médio após imersão e fervura de **15,1%**.

Massa específica

Massa específica média da amostra seca de **2250 kg/m³**.

Reconstituição de traço

Proporção em massa média de agregados em função do cimento de **1:6,05**

Consumo de cimento médio de **309 kg/m³**.

Difratometria de raios x

Minerais	Quimismo Aproximado	Distância interplanar principal (Å)	Frequência relativa					
			a	b	c	d	e	f
Feldspato	(Na _{0,5-0,3} , Ca _{0,5-0,7})Al(Al _{0,5-0,7} , Si _{0,5-0,3})Si ₂ O ₈	3,20	*	*	*	**	-	**
Mica	KAl ₂ (AlSi ₃ O ₁₀)(OH) ₈	9,99	**	*	**	**	**	***
Quartzo	SiO ₂	3,33	*****	**	***	*****	**	***
Calcita	CaCO ₃	3,03	**	*	*	*	*	*
Portlandita	Ca(OH) ₂	4,90	***	****	****	**	****	****

Simbologia - = não detectado

tr = traços

* = presente

** = pouco frequente

*** = frequente

**** = muito frequente

Nota: A avaliação semiquantitativa (expressa em número de asteriscos) das fases está fundamentada na altura dos picos de difração, cuja intensidade é função do teor, da simetria e do grau de cristalinidade do constituinte

Termodiferencial e Termogravimetria

Identificação da amostra	Perda de Massa (%)						
	40-200°C (Perda de água livre e/ou adsorvida e decomposição dos silicatos hidratados)	200-400°C (Decomposição dos aluminatos hidratados)	400-500°C [Decomposição do Ca(OH) ₂]	500-800°C (Descarbonatação do CaCO ₃)	Ca(OH) ₂	CaCO ₃	
214424	topo	4,59	2,03	1,32	10,34	5,4	23,5
	meio	7,54	4,86	3,85	2,90	15,8	6,6
	base	8,14	4,81	4,16	2,97	17,1	6,8
214425	topo	4,35	2,79	1,46	11,53	6,0	26,2
	meio	8,38	5,45	4,18	4,31	17,1	9,8
	base	6,42	4,00	2,84	3,81	11,7	8,7

Tipologia do aço empregado

Barras longitudinais entalhadas com bitolas de 22, 20, e 16 mm.

Barras transversais lisas com bitola de 10 mm.

Barras complementares lisas com bitola de 8 mm.

Composição química do aço

Valores em porcentagem média para cada bitola.

Bitola	C	Mn	Si	P	S	Cu	Cr	Ni	Sn	Mg	N	C _{eq}
22	0,285	0,910	0,410	0,029	0,050	0,020	0,010	0,020	0,100	0,010	0,003	0,465
20	0,255	0,725	0,375	0,036	0,046	0,020	0,010	0,010	0,140	0,010	0,005	0,395
16	0,260	0,660	0,370	0,014	0,051	0,030	0,010	0,020	0,170	0,010	0,005	0,395
10	0,100	0,520	0,340	0,029	0,013	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,006	0,205
8	0,120	0,450	0,110	0,140	0,070	0,010	0,010	0,010	0,010	0,000	0,010	0,200

Resistência do aço à tração

Valores médios para cada bitola.

Bitola	massa linear	f_{yk}	Alongamento
(mm)	(kg/m)	(MPa)	%
22	2.902,5	630	6,2
20	2.153,0	610	4,5
16	1.538,5	580	6,6
10	0,6	347	30,0
8	0,5	393	24,4

Dobramento

amostra	bitola (mm)	pinos dobramento	
		EB-3 1939	NBR 7480/07 pino 3
1 e 2	22	Quebra	Ok
3 e 4	20	Quebra	Ok
5 e 6	16	Quebra	Ok
7 a 9	10	Ok	Ok
10	8	Ok	Ok

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos e ensaios presentes neste Relatório Técnico são específicos às amostras descritas neste relatório, provenientes da estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1º de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP, em função do plano de amostragem parcial e dos resultados obtidos nos ensaios realizados (*Anexos D e E*).

O IBRACON reconhece e agradece às seguintes empresas e entidades envolvidas nos ensaios e nos projetos, as quais colaboraram direta e/ou indiretamente para a realização deste relatório técnico: ArcelorMittal, Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), Cooperativa de Serviços e Pesquisas Tecnológicas e Industriais (CPTI), Demolidora Santos Filho, Engefuro, PhD Engenharia, Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), São Paulo Obras (SPObras), São Paulo Urbanismo (SPU), Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB), Superintendência da Polícia Técnico-Científica (SPTC), Secretaria do Patrimônio da União SPU, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) e Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM); bem como aos profissionais envolvidos por seu trabalho voluntário: Prof. Dr. Alfonso Pappalardo Júnior, Geol^a. MSc. Ana Lívia Zeituhe de P. Silveira, Sr. Antonio Paulo Pereira, Geol. Arnaldo Forti Battagin, Eng. Dr. Bernardo Tutikian, Dr. Carlos Britez, Sr. Cesar Augusto dos Santos, Eng. Douglas Couto, Perito Edgar Rezende Marques, Sr. Eduardo Antonio de Araujo Franca, Sr. Francisco Pereira Souza, Sr. Gustavo de Andrade Silva, Eng^a. Jéssika Pacheco, Eng. Jefferson Dias de Souza Junior, Sr. José Luiz de Moraes Andrade, Eng. José Luiz Varela, Sr. Lázaro de Castro, Eng. Leandro Coelho, Sr. Luiz Aduino Moraes Mazarin, Eng^a. Dr. Magda Aparecida Salgueiro Duro, Sr. Matheus Moreira, Sr. Mauricio Brun Bucker, Perita Mônica Bernardi Urias, Sr. Nelson Candido Rosa, Prof. Paulo Helene, Eng. Me. Pedro Bilesky, Eng. Dr. Rogério Cattelan Antochaves de Lima, Sr. Ronald M. Nascimento, Eng. Dr. Sérgio Lex, Prof. Me. Simão Prizskulnik, Sra. Thamyris Torsani Pimentel, Prof. Vitor Levy Castex Aly, Sr. Waldir Aparecido dos Santos e Sr. Waldir Aparecido dos Santos Filho.

São Paulo, 13 de Agosto de 2018.

Prof. Paulo Helene
Diretor Técnico
IBRACON.
11-95045-5562
paulo.helene@concretophd.com.br



IBRACON

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

FUNDADO EM 23/06/1972

***ANEXO A:** Ofício elaborado pelo IBRACON ao Secretário de prefeituras regionais da Prefeitura Municipal de São Paulo, Sr. Marcos Penido.*



IBRACON

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

FUNDADO EM 23/06/1972

Ofício 010-18

São Paulo, 03 de maio de 2018.

OFÍCIO

AO DD. SR. MARCOS PENIDO
SECRETÁRIO DE PREFEITURAS REGIONAIS DA PMSP

JULIO TIMERMAN, na qualidade de Diretor Presidente do Instituto Brasileiro do Concreto IBRACON e **PAULO HELENE**, na qualidade de Diretor Técnico do mesmo Instituto, vimos por este solicitar respeitosamente que nos trabalhos de remoção dos escombros provenientes do colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida, ocorrido no último dia 01, sejam separadas amostras, a saber

1. Trecho da ordem de 1m a 2m de pilar de seção H;
2. Trecho da ordem de 1m a 2m de viga;
3. Trecho da ordem de 1m² de laje.

Estas amostras serão retiradas sob custas e responsabilidades do IBRACON e conduzidas a um laboratório de ensaio. Esta coleta tem por objetivo obter informações sobre a resistência do concreto e do aço utilizados na obra.

Respeitosamente,



Julio Timerman
Diretor Presidente
Cel.: (11) 99911-8874



Paulo Helene
Diretor Técnico
Cel.: (11) 95045-5562

*Recebido
03/05
Silvana
15:30*

C/C: DD. PROF. VITOR LEVY CASTEX ALY
SECRETÁRIO MUNICIPAL DE INFRAESTRUTURA URBANA E OBRAS (SIURB)



ANEXO B: *Termo de Cooperação para o estudo do comportamento dos materiais da estrutura de concreto armado do Edifício Wilton Paes de Almeida, firmado entre o IBRACON e a SPObras da PMSP.*

TERMO DE COOPERAÇÃO

SÃO PAULO OBRAS – SPObras, situada na Rua Av. São João nº 473, 21º andar, São Paulo/SP, inscrita no CNPJ sob o nº 11. 958.828/0001-73, representada neste ato por seu Presidente **Sr. MAURICIO BRUN BUCKER**, brasileiro, casado, engenheiro civil, portador da cédula de identidade RG nº 13033192, e do CPF/MF nº 043.075.868-59, doravante denominada **SPObras**, e o **INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO – IBRACON**, situado na Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro nº 68, Jd. Olímpia, São Paulo/SP, inscrito no CNPJ sob o nº 43.367.754/0001-97, neste ato representado por seu Diretor Presidente **Sr. JÚLIO TIMERMAM**, doravante denominado **IBRACON**,

CONSIDERANDO:

- O incêndio ocorrido no dia 01 de maio de 2018, no Prédio Wilton Paes de Almeida – Av. Rio Branco esquina com a Rua Antônio de Godói, que causou o seu desmoronamento;
- A necessidade de realização de estudos laboratoriais do concreto do referido Prédio, retirados do local do incêndio no dia 04 de maio de 2018, para diagnosticar as causas do incêndio e desmoronamento do Prédio;

RESOLVEM as Partes firmar o presente Termo de Cooperação com os parâmetros a seguir estabelecidos:

CLÁUSULA PRIMEIRA – DO OBJETIVO

O presente Termo de Cooperação é firmado com o intuito viabilizar o estudo do comportamento dos materiais na edificação sinistrada – Prédio Wilton Paes de Almeida – Av. Rio Branco esquina com a Rua Antônio de Godói, cuja análise cabe ao **IBRACON**.

CLÁUSULA SEGUNDA – DOS ESTUDOS LABORATORIAIS

Para os fins deste Termo, fica assegurado ao **IBRACON**, mediante comunicação prévia à **SPObras**, o acesso ao local do sinistro para retirada dos



materiais necessários à realização dos estudos laboratoriais dos escombros do Prédio Wilton Paes de Almeida – Av. Rio Branco esquina com a Rua Antônio de Godói.

Fica garantida à SPObras acesso a todos os dados, informações e resultados dos estudos laboratoriais realizados pelo IBRACON nos materiais da edificação sinistrada.

CLÁUSULA TERCEIRA – DO RESULTADO DOS ESTUDOS LABORATORIAS

Fica assegurado à **SPObras** o acesso irrestrito aos estudos e análises dos ensaios laboratoriais realizados pela **IBRANCON**.

O **IBRACON** se compromete a não divulgar os resultados dos estudos e análises dos ensaios laboratoriais para qualquer meio de comunicação, sem a prévia e expressa anuência da **SPObras**.

A utilização dos resultados dos estudos e análises dos ensaios laboratoriais pelo **IBRACON**, para fins didáticos, apresentação em palestra, cursos, publicações e Workshops que tratam sobre o comportamento de edificações de concreto submetidas a incêndios, poderá ser feita mediante prévia autorização da **SPObras**.

CLÁUSULA QUARTA – DA REQUISIÇÃO DE INFORMAÇÕES

Eventual requisição de informações feita por autoridade judiciária ou administrativa competente, dirigida diretamente ao **IBRACON**, deverá ser comunicada à **SPObras** pelo **IBRACON**.

CLÁUSULA QUINTA – DA VIGÊNCIA

O presente Termo tem caráter irrevogável e irretratável e começa a vigorar na data da sua assinatura, permanecendo-o enquanto estiver sendo realizados os estudos laboratoriais do concreto retirado dos escombros do Prédio Wilton Paes de Almeida – Av. Rio Branco esquina com a Rua Antônio de Godói,



permanecendo o sigilo das informações pertinentes pelo período de 06 (seis) meses.

CLÁUSULA SEXTA – DOS RECURSOS

Este instrumento não prevê repasse de recurso entre os Partícipes

Os estudos e análise dos ensaios laboratoriais realizados pelo **IBRACON** são voluntários, não cabendo qualquer tipo de remuneração como contrapartida por tais atividades.

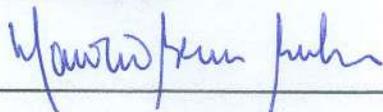
CLÁUSULA SÉTIMA – DO FORO

As dúvidas e controvérsias porventura surgidas em razão da assinatura deste Termo, que não possam ser dirimidas administrativamente, serão apreciadas e julgadas no Foro da Capital, em uma de suas Varas da Fazenda Pública.

E por estarem de pleno acordo com as cláusulas e condições expressas neste Termo, as Partes o firmam em 02 (duas) vias, de igual teor e forma, na presença das testemunhas, que também o subscrevem.

São Paulo, 10 de maio de 2018.

Pela SPObras:



MAURÍCIO BRUN BUCKER

Pelo IBRACON:



JÚLIO TIMERMAM

Testemunhas:

a) *Arlene Regnier de Lima Ferrini* b)
Rg: 13465569

M. M. Vicentini
RG: 3.390.002



IBRACON

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

FUNDADO EM 23/06/1972

*ANEXO C: E-mail de
autorização para a remoção
das amostras, enviado pelo
perito Sr. Edgar Rezende.*



Re: Re: Minuta de Justificativa Técnica

1 mensagem

Edgar Rezende Marques <ermarkes81@gmail.com>

23 de maio de 2018 19:01

Para: SPTC-ATS Monica Bernardi Urias <monica.mbu@policiacientifica.sp.gov.br>

Cc: "Paulo.Helene" <paulo.helene@concretophd.com.br>

Prezados,

Eu li a minuta de justificativa técnica do Professor Paulo Helene escreveu e quero acrescentar que eu **também** compartilho desse pensamento, acredito que seja primordial uma análise minuciosa na estrutura do edifício *Wilton Paes de Almeida*.

Para entendermos melhor a edificação e compartimentação do prédio, solicitei via ofício alguns documentos, inclusive o projeto executivo, para a autoridade policial competente e requisitante do laudo pericial. Espero ansiosamente por um retorno o mais breve possível.

Inicialmente estou focando as minhas atenções no levantamento do local de crime para elucidação da possível causa do incêndio, mas que está invariavelmente inconclusiva devido ao local estar completamente prejudicado por conta do consequente desabamento, restando apenas algumas hipóteses a serem levantadas. Acredito que devido à diversos fatores que serão elencados em momento oportuno, as chamas propagaram muito rapidamente e tomaram conta de toda a edificação em questão de minutos, resultando na fragilização do concreto armado dos pilares e lajes com o consequente desabamento do prédio.

Também acredito que os resultados dos exames e ensaios realizados nos corpos de prova que foram coletados pela equipe do professor Paulo Helene irão nos ajudar bastante no sentido do entendimento da dinâmica e causas do desabamento. Nesse sentido, dou total apoio quanto a realização de mais ensaios e coleta no subsolo do edifício. Para tanto, podemos providenciar uma solicitação pleiteando o acesso visual e físico para uma inspeção técnica aos dois subsolos e às fundações do edifício. Para tanto, gostaria da ajuda da Dra. Mônica nesse sentido, já que inicialmente eu não sei como proceder nessa situação e também tenho dúvidas quanto ao destinatário para o qual eu deva oficializar essa solicitação.

Eu sugeri para Dra. Mônica e para o Sr. Mateus para que agendássemos uma reunião/encontro o mais breve possível para que pudéssemos discutir alguns pontos e alinharmos nossa ideias.

Deixo o convite em especial para o Professor Paulo Helene, ficaremos lisonjeados e gratos com a sua participação.

Estou a disposição para qualquer esclarecimento.

Atenciosamente

Edgar RM

Em 23 de maio de 2018 17:33, SPTC-ATS Monica Bernardi Urias <monica.mbu@policiacientifica.sp.gov.br> escreveu:

Boa tarde, Edgar

Eu defendo a ideia do prof. Helene, gostaria da sua opinião, e se achar providencial, encaminhar uma solicitação à parte para que providencie a remoção dos escombros para inspeção do subsolo ela pericia.

ATT

Monica Bernardi Urias
ATS - Gabinete SPTC

----- Encaminhado por SPTC-ATS Monica Bernardi Urias/ATS/SPTC em 23/05/2018 05:20 PM -----

Para: SPTC-ATS Monica Bernardi Urias <monica.mbu@policiacientifica.sp.gov.br>

De: "Paulo.Helene" <paulo.helene@concretophd.com.br>

Data: 22/05/2018 09:59 AM

cc: "Matheus Moreira .PhD Engenharia" <matheus.moreira@concretophd.com.br>, Julio Timerman <julio@engeti.eng.br>, Jefferson Abece <jdsprojetos@uol.com.br>, Simão Prizskulnik <sprisz@gmail.com>

Assunto: Re: Minuta de Justificativa Técnica

(Ver arquivo anexado: FolhadeSaoPaulo11.05.2018.pdf)

Prezada Monica

Bom dia!

Tomo a liberdade de anexar um artigo publicado na Folha de São Paulo que pode ajudar a compreender e justificar a importância de um diagnóstico.

O artigo cita milhares de edifícios construídos até década de 70 que podem ter comportamento e problemas similares frente a incêndio.

Sigo à disposição.

Muito obrigado

Abraços de



Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822

Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060

paulo.helene@concretophd.com.br

www.concretophd.com.br & www.phd.eng.br

"Esta mensagem e qualquer arquivo nela contido são confidenciais e estão protegidos pelo sigilo de correspondência.

The information transmitted in this e-mail message is intended only for the person or entity to which it is addressed and may contain confidential information. Any retransmission, dissemination or other use of, or taking of any action in reliance upon, this information by person or entity other than the intended recipient, if not clearly authorized by the sender, is prohibited. If you have received this communication in error, please notify the sender immediately by e-mail and delete the message from any computer."



Em 22 de maio de 2018 03:09, Paulo.Helene <paulo.helene@concretophd.com.br> escreveu:

Prezada Enga. Monica

Bom dia.

Conforme conversamos preparei esta minuta de justificativa técnica que poderia ser utilizada num pedido, por exemplo, ao proprietário da obra (SPU do Ministério do Planejamento).

" Justificativa técnica

O colapso prematuro em apenas cerca de 80 minutos do edifício Wilton Paes de Almeida, surpreendeu a engenharia de estruturas de concreto.

Incêndios anteriores como o do Edifício Andraus, Joelma e Grande Avenida, todos em São Paulo e construídos na mesma década de 60, resistiram a mais de 4h de fogo, sem colapsar e encontram-se atualmente em uso normal.

Trata-se de um fato muito grave, tanto do ponto de vista da evacuação dos edifícios pelos usuários, quanto do ponto de vista da segurança dos bombeiros nas suas atividades de resgate e combate ao fogo, além da segurança da vizinhança que não pode ser atingida pelos destroços, ou seja, prédios não podem colapsar tão rapidamente frente a um incêndio.

Entender as razões técnicas desse comportamento estrutural não esperado é fundamental para a correta tomada de medidas de segurança, de manutenção e até de adequação de centenas ou milhares de edifícios em São Paulo e outros centros urbanos, em condições similares.

Cabe uma análise estrutural detalhada que permita um diagnóstico confiável do mecanismo de colapso dessa estrutura.

Para tal são convenientes e necessários, dispor-se dos projetos executivos ou de "as built" desse edifício, tanto do ponto de vista arquitetônico quanto estrutural.

Infelizmente, até o momento, esses projetos executivos não foram encontrados, ou seja, somente algumas referências em revistas e teses estão disponíveis.

Nessas referências e relatos há descrição e croquis da arquitetura provável do edifício, mas são imprecisos, assim como os relatos que falam em estrutura mista de pilares metálicos e lajes de concreto, quando a realidade dos escombros mostrou que eram pilares e lajes de concreto armado.

Pleiteia-se o acesso visual e físico para uma inspeção técnica aos dois subsolos e às fundações para obtenção de medidas fundamentais a essa análise de segurança estrutural.

É preciso medir a geometria exata dos pilares e caixas de escada e elevadores, a taxa de armadura, o tipo de fundações, as propriedades do concreto e do aço utilizado, ou seja, somente o acesso a esses subsolos e fundações, em parte ainda preservados, é que vai permitir uma "reconstrução" do partido estrutural efetivo desse edifício.

Por essas razões técnicas solicita-se prontas providências do Ministério do Planejamento (?) no sentido de limpar o local e viabilizar essas inspeções.

O resultado dessa análise terá como benefício imediato a maior segurança a usuários, às atividades dos bombeiros assim como à vizinhança nos centros urbanos do país, em relação aos milhares de edifícios existentes.

O conhecimento do mecanismo de ruptura precoce também vai permitir aperfeiçoar as Instruções do Corpo de Bombeiros e as normas técnicas de projeto e construção de novos edifícios de concreto armado no país."

Espero que esta minuta possa ajudar nessa árdua missão de procurar entender esse colapso tão nefasto, tão trágico e não esperado, que deve ser evitado, de todas as formas, que se repita no futuro.

Sigo à disposição.

Abraços de



Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822

Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060

paulo.helene@concretophd.com.br

www.concretophd.com.br & www.phd.eng.br

"Esta mensagem e qualquer arquivo nela contido são confidenciais e estão protegidos pelo sigilo de correspondência.

The information transmitted in this e-mail message is intended only for the person or entity to which it is addressed and may contain confidential information. Any retransmission, dissemination or other use of, or taking of any action in reliance upon, this information by person or entity other than the intended recipient, if not clearly authorized by the sender, is prohibited. If you have received this communication in error, please notify the sender immediately by e-mail and delete the message from any computer."





IBRACON

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

FUNDADO EM 23/06/1972

ANEXO D: Relatórios de ensaios n^{os} 117957 e 117958, elaborados pela Associação Brasileira de Cimento Portland.

Interessado: Instituto Brasileiro do Concreto - Ibracon

Endereço: Rua Julieta Espírito Santo Pinheiro, 68 - CEP 05542-120 – São Paulo/SP

Referência: Orçamento 79876

Amostra nº: 214.339 e 214.340

Data de entrada: 11.06.2018

Material declarado: Testemunho de concreto

Período de realização dos ensaios: 12.06.2018 a 20.06.2018

Objetivo: Reconstituição do traço de concreto com consumo de cimento e determinação da resistência à compressão

1. INTRODUÇÃO

Este relatório apresenta o resultado do ensaio de reconstituição do traço com a determinação do consumo de cimento duas amostras de testemunho de concreto e determinação da resistência à compressão em uma amostra enviada pessoalmente pelo Engº Carlos Britez no dia 29/06/2018. Essas amostras referem-se ao concreto do Edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu colapso após incêndio no dia 01/05/2018. As amostras extraídas e enviadas pelo Interessado receberam a seguinte identificação:

ABCP	Interessado
214.339	Amostras de testemunho de concreto Pilar (4 fragmentos)
214.340	Amostra de testemunho de concreto da Estrutura (1 fragmento)
-	Amostra de testemunho de concreto enviado pelo Engº Carlos Britez no dia 29/06/2018

2. MÉTODO DE ENSAIO E DOCUMENTO REFERENCIADO

PO-GT-3016 rev. 02	Reconstituição do traço de concreto
ABNT NBR 9778/09	Argamassa e concreto endurecidos – determinação da absorção de água por imersão – índice de vazios e massa específica
ABNT NBR 5739/18	Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos
ABNT NBR 6118/14	Projeto de estruturas de concreto – Procedimento
ABNT NBR 7680/15	Concreto – Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto

Este documento tem significação restrita e diz respeito tão somente à(s) amostra(s) ensaiada(s). Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste Laboratório.



3. RESULTADOS

3.1. Reconstituição do traço

As amostras de concreto foram submetidas ao tratamento térmico e químico, seguindo procedimento adotado pelo laboratório da ABCP (PO-GT 3016), e obtiveram-se os resultados apresentados na *Tabela 1*.

Para os cálculos de proporcionamento em massa foi adotado o valor de Óxido de Cálcio, igual a 60,0%. Não foi levada em conta a eventual presença de materiais calcários ligados aos agregados graúdos e miúdos.

TABELA 1- Reconstituição do traço em partes de massa

Identificação da amostra	Composição	
	Cimento	Agregados
Pilar	1	5,9
Estrutura	1	6,2

3.2. Consumo de cimento

Com base no traço em partes de massa e na massa específica, calculou-se o consumo de cimento empregado no preparo do concreto referente às amostras de concreto. Partiu-se da premissa de que faz parte do concreto um teor de água de hidratação correspondente a 0,3 em relação ao cimento anidro (relação água/cimento).

A *Tabela 2* apresenta os resultados de determinação da absorção, índice de vazios e massa específica e a *Tabela 3* o consumo de cimento das amostras de concreto.

TABELA 2 – Determinação da absorção, índice de vazios e massa específica – NBR 9778

Ensaio	Amostra		
	Pilar	Estrutura	Concreto Carlos Britez
Absorção após imersão e fervura (%)	6,52	6,68	8,02
Índice de vazios após saturação e fervura (%)	14,75	15,21	17,75
Massa específica da amostra seca (g/cm ³)	2,26	2,28	2,21
Massa específica da amostra após saturação e fervura (g/cm ³)	2,41	2,43	2,39
Massa específica real (g/cm ³)	2,65	2,69	2,69



Para o cálculo do consumo de cimento empregou-se a seguinte equação:

$$\text{Consumo de cimento} = \frac{M}{1 + P + A + a/c}$$

onde:

M = Massa específica da amostra seca

P = Agregado maior que 4,8 mm

A = Agregado menor ou igual a 4,8 mm

a/c = fração de água retida pela hidratação em relação ao cimento anidro

TABELA 3 - Resultado do Consumo de Cimento

Identificação da amostra	Consumo obtido (kg/m³)
Pilar	314
Estrutura	304

3.3. Resistência à compressão simples

As extremidades do testemunho foram aparadas com serra de disco diamantada, formando-se planos paralelos entre si e perpendiculares ao eixo do testemunho. Em seguida os topos foram retificados. A amostra foi preparada e ensaiada no mesmo dia que chegou ao laboratório da ABCP. Os resultados obtidos são apresentados na *Tabela 4*:

TABELA 4 – Resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão

Amostra	Identificação Interessado	Dimensões dos testemunhos (mm)		Relação altura/diâmetro	Densidade (kg/m³)	Carga (N)	Fator de correção	Resistência à Compressão (MPa)	
		Diâmetro	Altura					Sem correção	Corrigida
*	Enviada em 29/06/18	102,0	141,6	1,39	2331	185000	1,02	22,6	23,1

Notas:

- (1) Os testemunhos foram extraídos e enviados pelo interessado.
- (2) Não foi declarado o f_{ck} do concreto.
- (3) Para fins de comparação com o f_{ck} , conforme o que estabelece a ABNT NBR 6118 no item 12.4 “Admite-se no caso testemunho extraído da estrutura, dividir o valor do γ_c por 1,10”. Essa consideração deve ter o aval do projetista.

*Testemunho de concreto enviado pelo Eng^o Carlos Britez, o mesmo acompanhou o ensaio.



Relatório de ensaio nº 117957

São Paulo, 13 de julho de 2018.


Geól. Ana Livia Zeitzner de P. Silveira
Supervisora de Mineralogia
CREA nº 5061047639


Geól. Arnaldo Forti Battagin
Chefe do Laboratório
CREA nº 0600586647

ÁREA DE TECNOLOGIA - LABORATÓRIO
RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 117958

Interessado: Instituto Brasileiro do Concreto - Ibracon

Endereço: Rua Julieta Espírito Santo Pinheiro, 68 - CEP 05542-120 – São Paulo/SP

Referência: Orçamento 79876

Amostra nº: 214.424 e 214.425

Data de entrada: 14.06.2018

Material declarado: Testemunho de concreto

Período de realização dos ensaios: 12.06.2018 a 20.06.2018

Objetivo: Avaliação da profundidade de dano provocado por incêndio ao concreto, através de análises térmicas, químicas e mineralógicas

1. INTRODUÇÃO

Este relatório apresenta os resultados das análises térmicas, químicas e mineralógicas em amostras de testemunho de concreto extraídas do Edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu colapso após incêndio no dia 01/05/2018.

O objetivo foi determinar a profundidade dos danos provocados por incêndio. As amostras extraídas e enviadas pelo Interessado receberam a seguinte identificação:

ABCP	Interessado
214.424a	Amostras de testemunho de concreto – Amostra 1 – Núcleo - Topo
214.424b	Amostras de testemunho de concreto – Amostra 1 – Núcleo - Meio
214.424c	Amostras de testemunho de concreto – Amostra 1 – Núcleo - Base
214.425d	Amostras de testemunho de concreto – Amostra 2 – Intermediário - Topo
214.425e	Amostras de testemunho de concreto – Amostra 2 – Intermediário - Meio
214.425f	Amostras de testemunho de concreto – Amostra 2 – Intermediário - Base

2. MÉTODO DE ENSAIO E DOCUMENTO REFERENCIADO

PO-GT-5012 - Análises Termodiferencial e Termogravimétrica

PO-GT-5042 - Procedimento de Análise por Difractometria de Raios X

Este documento tem significação restrita e diz respeito tão somente à(s) amostra(s) ensaiada(s). Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste Laboratório.



3. CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS

A reação do cimento com a água leva à formação de produtos hidratados, entre os quais se encontram silicatos e aluminatos de cálcio hidratados, hidróxido de cálcio, além de etringita e as fases de sulfoaluminato cálcicos hidratadas mais estáveis. Em uma pasta de cimento hidratada é possível identificar, ainda a presença de carbonato de cálcio, correspondente ao calcário adicionado ao cimento, ou decorrente da carbonatação do concreto. Esses produtos são sensíveis ao aumento da temperatura, decompondo-se, cada um com uma faixa típica de estabilidade.

De fato, sob condições de aumento de temperatura, a partir de 80^oC, embora visualmente não se observe nenhuma alteração na estrutura do concreto, em escala microscópica começa o fenômeno de desidratação das acículas de etringita cristalizada que, por volta de 100^oC, se transforma em etringita amorfa.

Por volta de 200^oC, com a perda da fase líquida dos poros, começam a ser identificadas feições superficiais de microfissuração, que, no elemento estrutural, fica visível a olho nu por volta de 300^oC. Nessa temperatura ocorre a decomposição dos aluminatos hidratados da pasta.

Entre 480^oC e 550^oC, ocorre a desidroxilação da portlandita, que se transforma em cal livre, e a fissuração no elemento estrutural deixa de ser superficial para se tornar mais profunda. Por volta de 570^oC, verifica-se o início da fissuração dos agregados quartzosos, pois ocorre o fenômeno de transformação alotrópica do quartzo α em quartzo β , que embora reversível, leva a um aumento de volume de 0,8%, com forte repercussão nas propriedades físicas do agregado.

Por volta de 800^oC, é que se inicia a descarbonatação dos agregados calcários, explicando o melhor comportamento ao fogo dos concretos com esse tipo litológico de agregado em relação aos agregados de composição granítica (NEVILLE, 1997).

Uma forte porosidade pela perda completa do CO₂ do agregado calcário somente ocorre a partir de 1000^oC. Já, os principais minerais do granito (quartzo, feldspato e mica) se comportam de maneira diferenciada frente ao aumento de temperatura, perdendo a coesão entre 800^oC e 1000^oC, sofrendo forte retração, que leva à fissuração generalizada do agregado.

A partir de 1100^oC, a pasta de cimento começa a se tornar vitrificada pelo aparecimento das ligações cerâmicas em detrimento das ligações hidráulicas. Como consequência, há formação de wollastonita (silicato de cálcio), a partir do C-S-H original, e de anidrita (sulfato de cálcio anidro), a partir da etringita original. Pela perda das propriedades hidráulicas, ocorrem esfarelamento e desagregação total do concreto do elemento estrutural.



Neville (1997) descreve queda acentuada da resistência à compressão do concreto quando submetido a temperaturas superiores a 300°C, o mesmo acontecendo com o módulo de elasticidade e a resistência à tração na flexão. Ainda de acordo com este autor (Neville 1997), o aumento de temperatura sobre o concreto é acompanhado por mudança de sua coloração, que passa a rosado ou vermelho, após exposição a temperaturas entre 300°C e 600°C, cinza entre 600°C e 900°C e laranja amarelado entre 900°C e 1000°C e colorações além do rosado já sugerem comprometimento da qualidade do concreto.

Uma amostra de concreto não é afetada de maneira homogênea sob as condições de incêndio, sendo verificado que a superfície da estrutura com face voltada ao fogo é a mais atingida e, a depender das condições, tempo e temperatura do incêndio, os danos no interior são menores ou mesmo insignificantes do ponto de vista da microestrutura.

Diante do exposto fica claro que a partir da identificação da presença ou ausência de certo compostos mineralógicos torna-se possível avaliar a temperatura atingida por um elemento estrutural de concreto, em diferentes profundidades, num episódio de incêndio.

4. RESULTADOS

4.1. Difratomia de Raios X

A análise por difração de raios X (DRX) objetivou a identificação das fases cristalinas que compõem as amostras. As amostras foram destorroadas em almofariz e a porção moída e destorroada foi analisada no Difrátômetro de raios X.

Para a identificação dos constituintes mineralógicos das amostras, uma parte do material foi colocada em um suporte metálico de orifício plano, sendo submetido a uma leve compressão e levado ao difratômetro de raios X para análise pelo Método do Pó não-orientado (Amostra Integral). Com base nos difratogramas das Figuras 1 a 6, realizados com a amostra integral, caracterizaram-se os compostos mineralógicos cristalizados constantes no *Quadro 1*.



File : 214424~2.ASC

Sample : 214424topo

Comment :

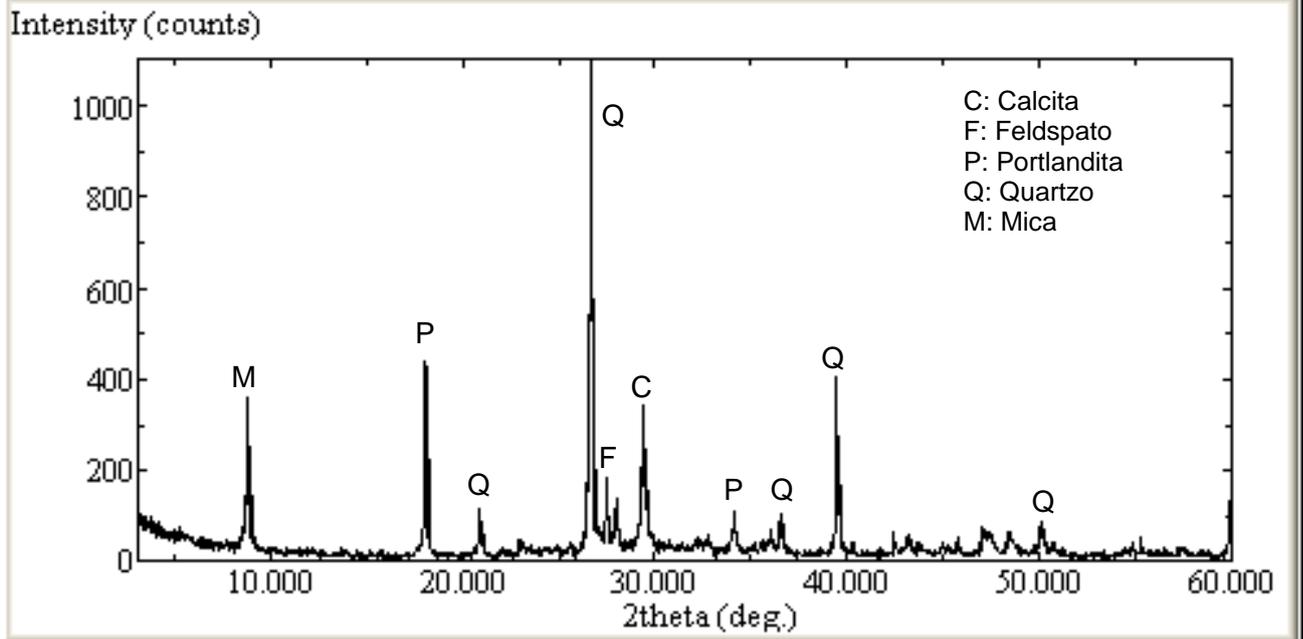


Figura 1 – Difratoograma da amostra de 214424a topo

File : 214424~3.ASC

Sample : 214424meio

Comment :

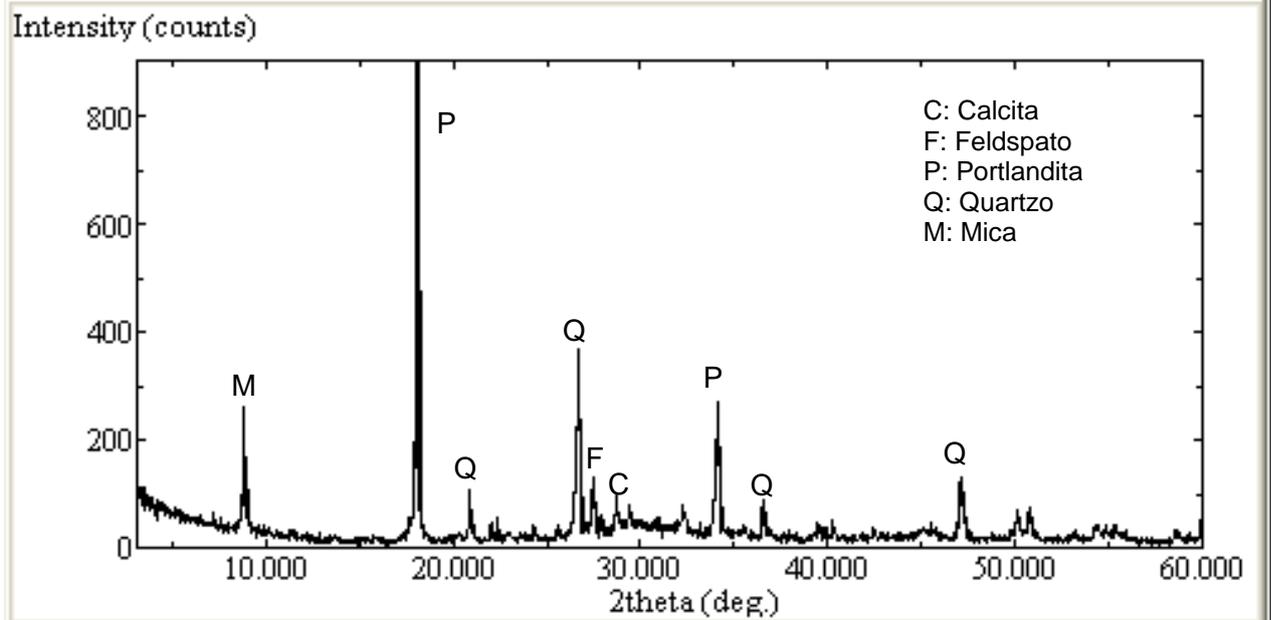


Figura 2 – Difratoograma da amostra de 214424b meio



File : 214424~1.ASC

Sample : 214424ponta

Comment :

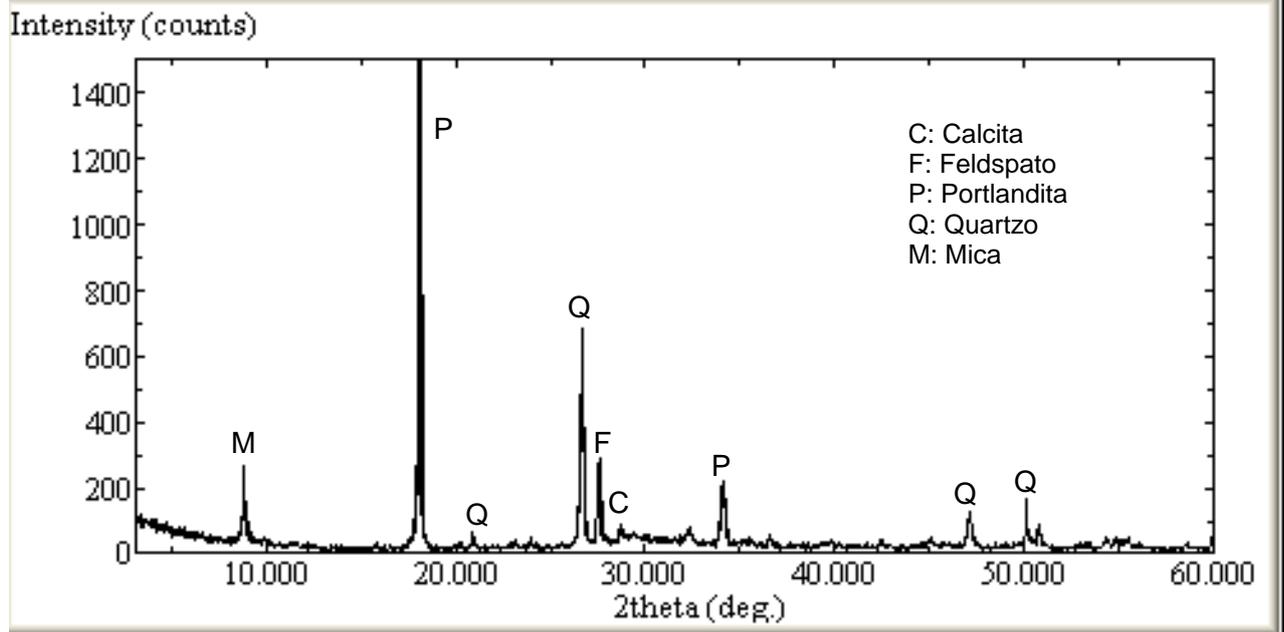


Figura 3 – Difratoograma da amostra de 214424c base

File : 214425~3.ASC

Sample : 214425topo

Comment :

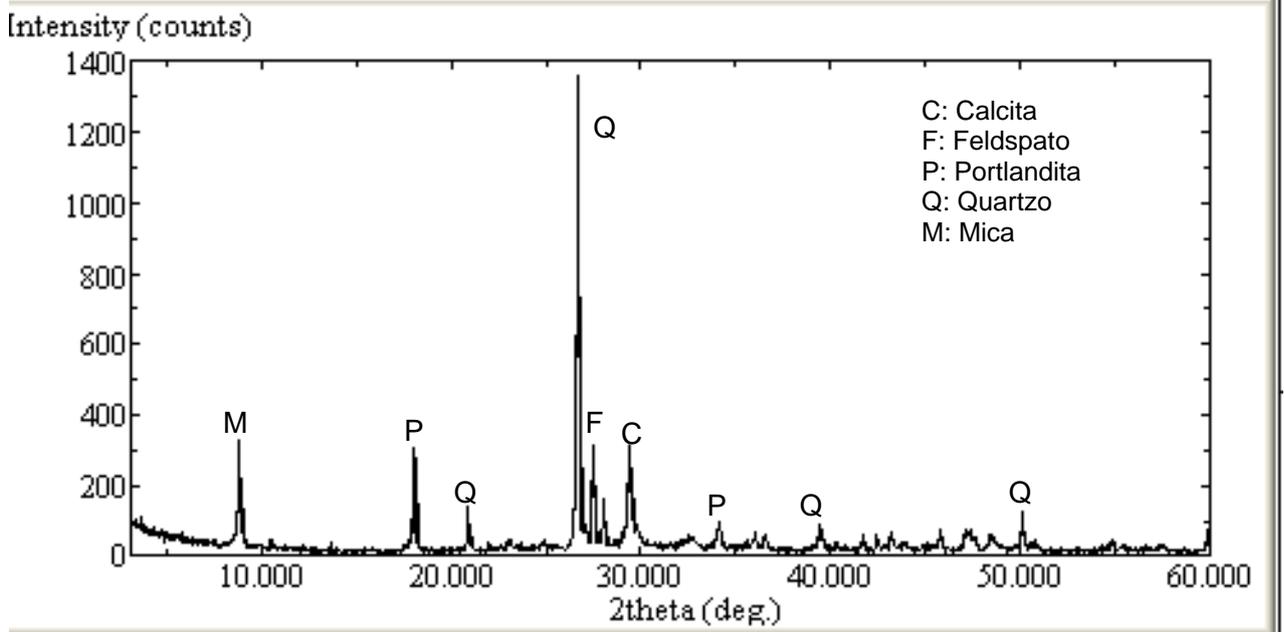


Figura 4 – Difratoograma da amostra de 214425d topo



File : 214425~1.ASC

Sample : 214425meio

Comment :

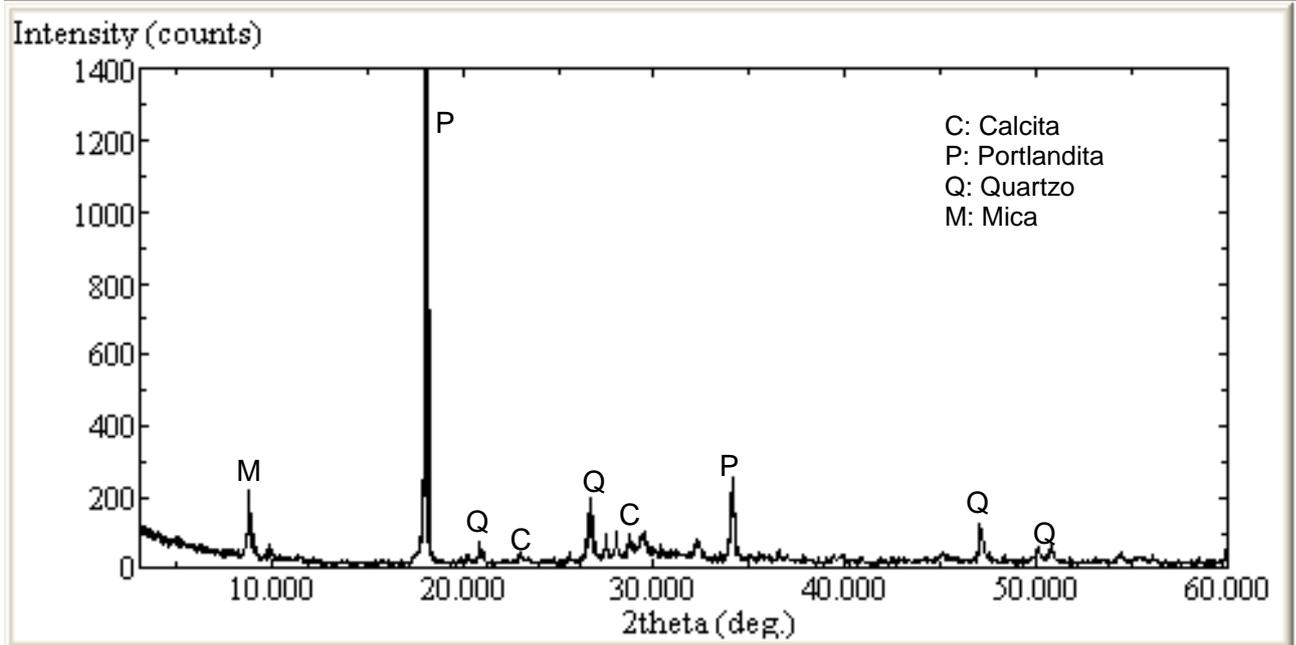


Figura 5 – Difratoograma da amostra de 214425e meio

File : 214425~2.ASC

Sample : 214425ponta

Comment :

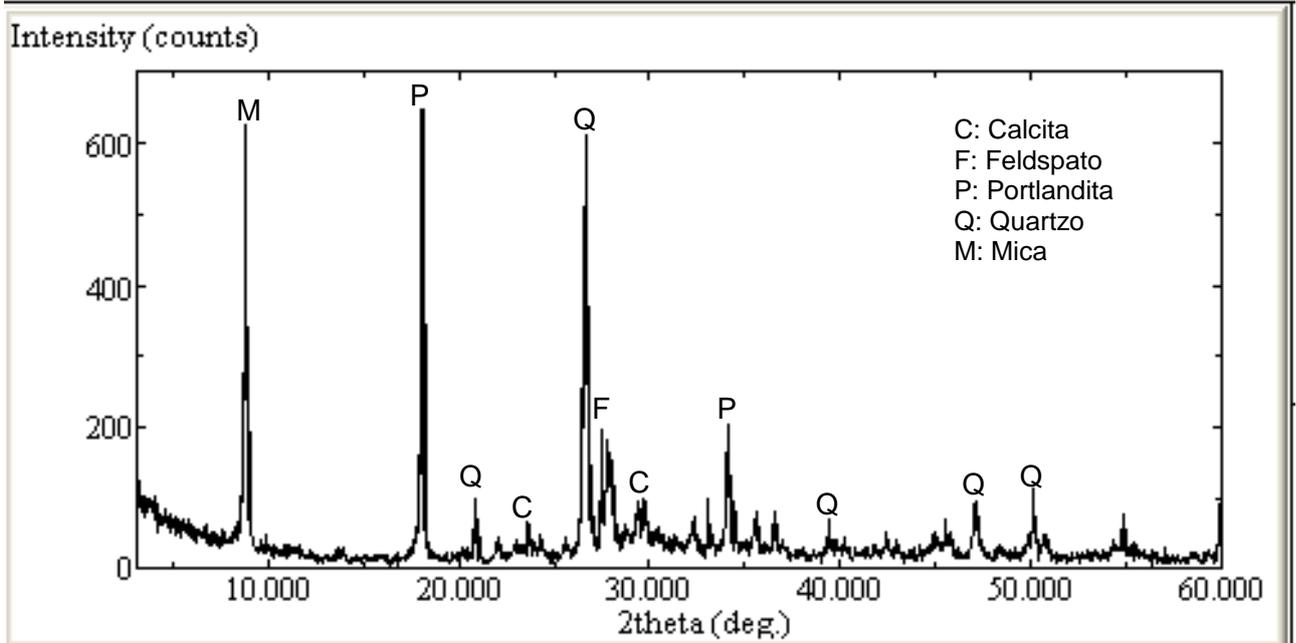


Figura 6 – Difratoograma da amostra de 214425f base



As análises termodiferenciais determinam as diferenças de temperatura entre um padrão e a amostra quando aquecidos simultaneamente até a temperatura de 1000°C, a uma taxa de 10°C/mim.

Com base nos termogramas (Figuras 7 a 12), foram identificadas as reações constantes no *Quadro 2*.

QUADRO 2 - Identificação das reações

Temperatura do pico (°C)	Natureza da reação	Interpretação
40-200	endotérmica	Perda de água livre e/ou adsorvida e decomposição dos silicatos hidratados
200-400	endotérmica	Decomposição dos aluminatos da pasta de cimento hidratada
400-500	endotérmica	Decomposição do hidróxido de cálcio
500-820	endotérmica	Descarbonatação do carbonato de cálcio (CaCO ₃)

Com base nas curvas termogravimétricas, foram determinadas as perdas de massa decorrentes das reações identificadas pelas curvas termodiferenciais. Os resultados obtidos são apresentados na *Tabela 1*.

TABELA 1 – Perdas de massa determinadas nas amostras analisadas

Identificação da amostra	Perda de Massa (%)				Teor (% de massa)		
	40-200°C (Perda de água livre e/ou adsorvida e decomposição dos silicatos hidratados)	200-400°C (Decomposição dos aluminatos hidratados)	400-500°C [Decomposição do Ca(OH) ₂]	500-800°C (Descarbonatação do CaCO ₃)	Ca(OH) ₂	CaCO ₃	
214424	topo	4,59	2,03	1,32	10,34	5,4	23,5
	meio	7,54	4,86	3,85	2,90	15,8	6,6
	base	8,14	4,81	4,16	2,97	17,1	6,8
214425	topo	4,35	2,79	1,46	11,53	6,0	26,2
	meio	8,38	5,45	4,18	4,31	17,1	9,8
	base	6,42	4,00	2,84	3,81	11,7	8,7

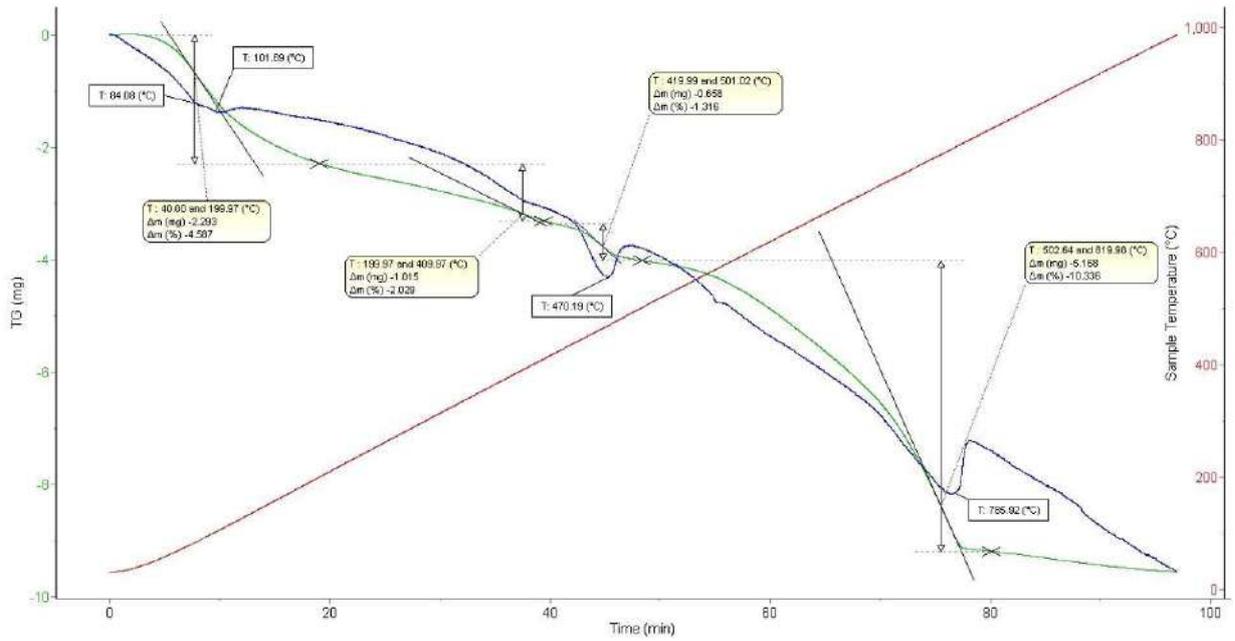


Figura 7 – Termograma da amostra de 214424a topo

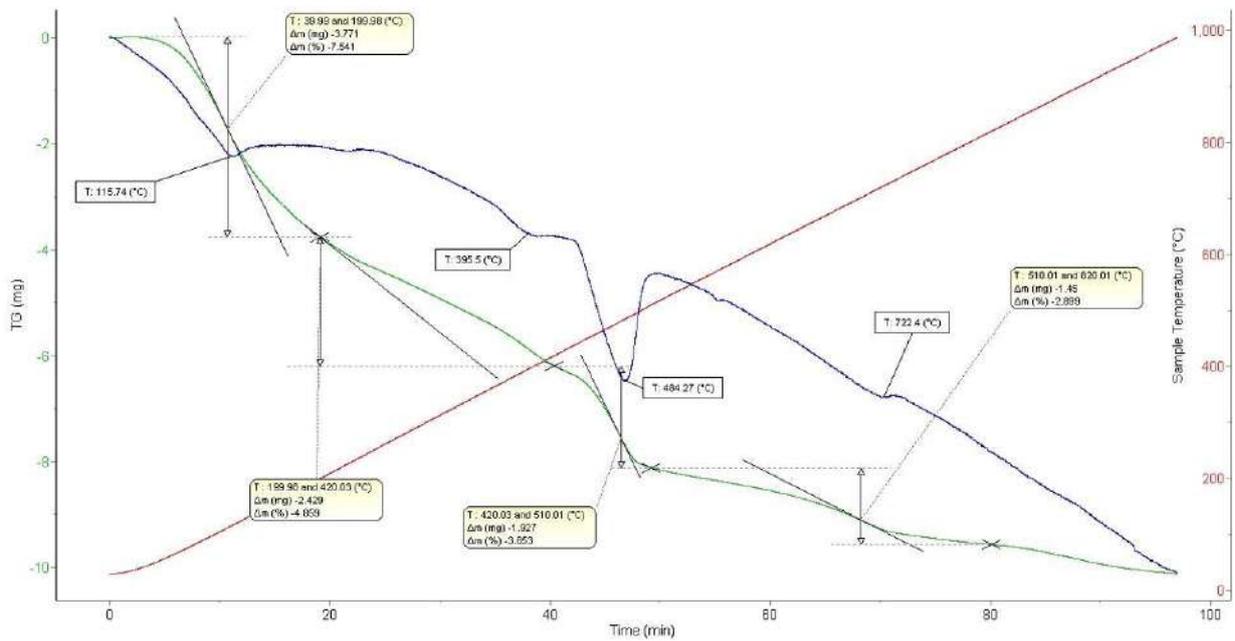


Figura 8 – Termograma da amostra de 214424b meio

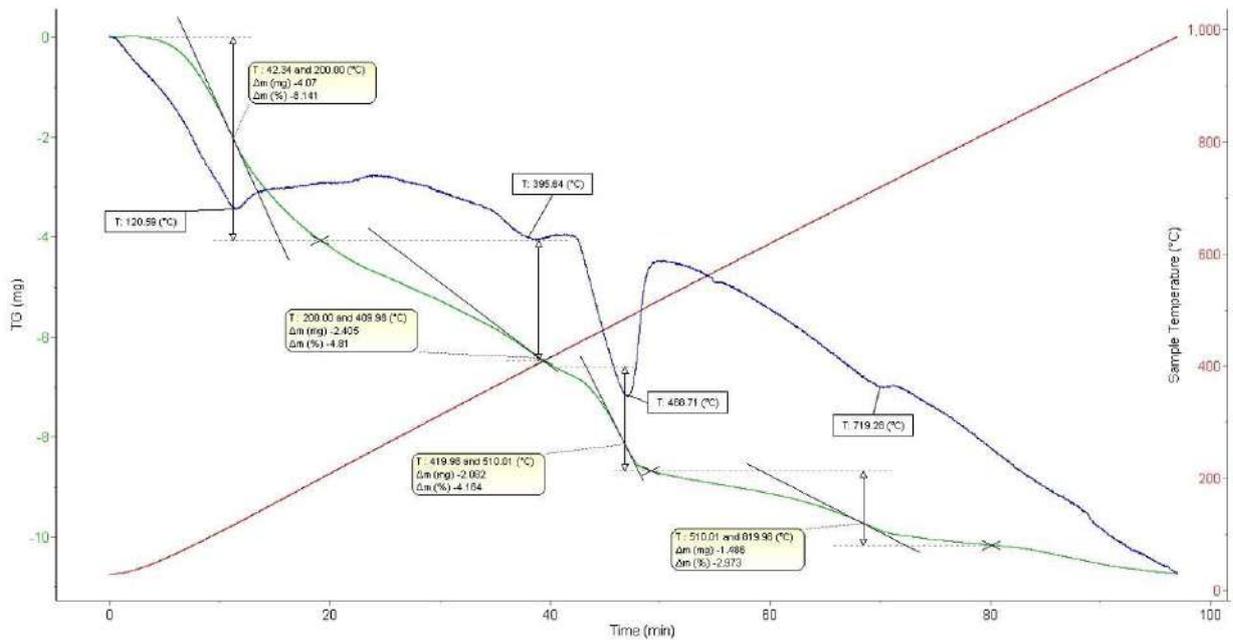


Figura 9 – Termograma da amostra de 214424c ponta

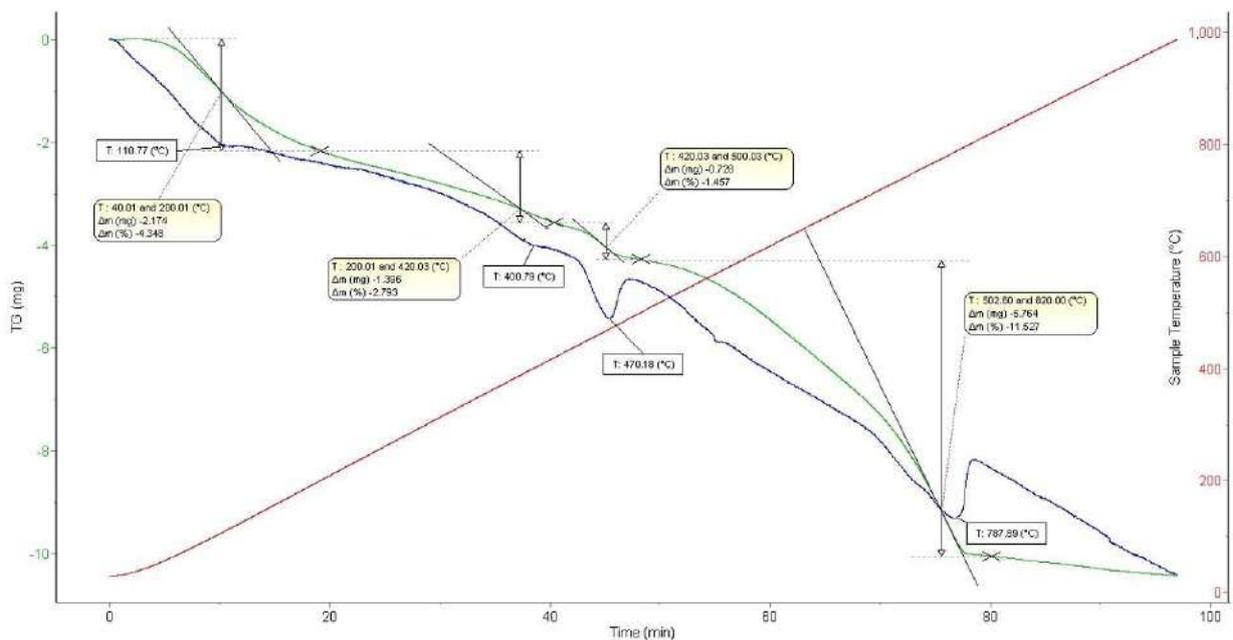


Figura 10 – Termograma da amostra de 214425d topo

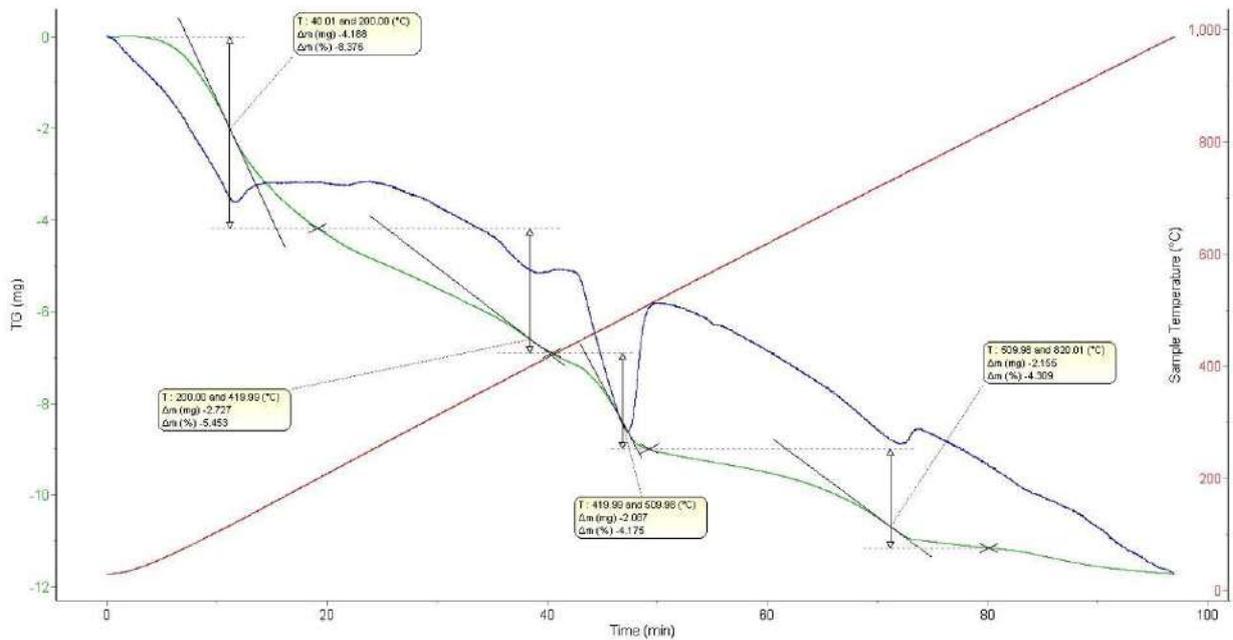


Figura 11 – Termograma da amostra de 214425e meio

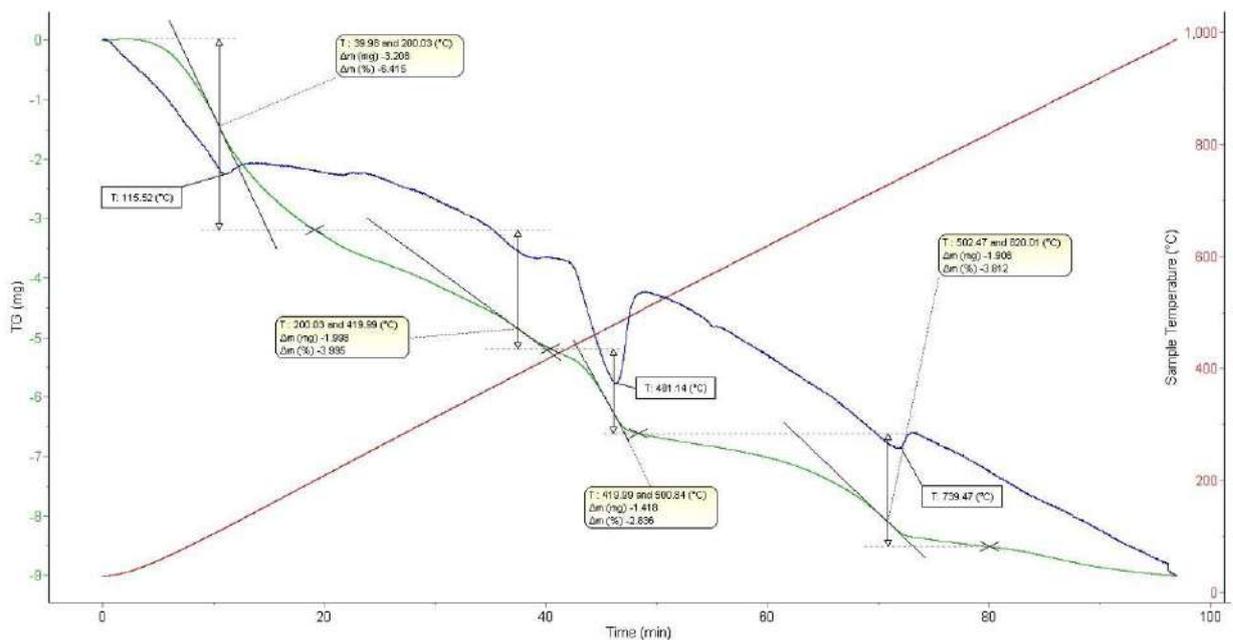


Figura 12 – Termograma da amostra de 214425f ponta



5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

São válidas as seguintes considerações:

- As análises realizadas nas amostras de concreto nas diferentes profundidades revelaram diferenças composicionais, decorrentes da calcinação causada pelo incêndio;
- Comparando-se uma mesma amostra, topo a base, verifica-se maior carbonatação no topo que na base, para ambas as amostras, como era de se esperar para um concreto dos anos 60.
- Admitindo-se que as operações de rescaldo não tenham afetado a microestrutura do concreto e, portanto, que não houve recarbonatação, pode se inferir que a temperatura ficou abaixo de 800°C.
- Comparando-se uma mesma amostra, meio e base, verifica-se maiores perdas de massa ligadas aos aluminatos hidratados e hidróxido de cálcio no meio em relação à base, mas a presença residual desses compostos no meio e na base de ambas as amostras sugerem que temperatura nessas profundidades ficou abaixo de 400°C, admitindo-se mais uma vez que as operações de rescaldo não tenham afetado a microestrutura do concreto.
- Ambas as amostras são similares quanto às consequências do incêndio, parecendo que em nível de detalhe, a amostra 214.425 foi submetida a uma temperatura ligeiramente mais alta.

São Paulo, 02 de agosto de 2018.


Geól. Ana Livia Zeitone de P. Silveira
Supervisora de Mineralogia
CREA nº 5061047639


Geól. Arnaldo Forti Battagin
Chefe do Laboratório
CREA nº 0600586647



IBRACON

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

FUNDADO EM 23/06/1972

ANEXO E: *Relatório de ensaios elaborado pela CAIQ Serviços de Análises Metalográficas Ltda./ArcelorMittal.*



A I Q

Serviços de Análises Metalográficas Ltda.



ENGENHARIA REVERSA

Barras Laminadas de Aço para Concreto Armado

CAIQ - Serviços de Análises Metalográficas

Elaborado por: Ronald M. Nascimento

1 - Introdução:

Objetivo:

O presente relatório objetiva buscar conhecimento das principais características físicas, químicas e estruturais das barras de aço coletadas no edifício Wilson Paes de Almeida, em São Paulo/SP.

Normas Aplicadas:

- [ABNT NBR 7480 -1939](#) - “Barras de aço comum para concreto armado”;
- [ABNT NBR 7480- 2007](#) - “Barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado - especificação”;
- [ABNT NBR 6153](#) - “Produto metálico - ensaio de dobramento semiguiado - método de ensaio”;
- [ABNT NBR ISO 6892](#) - “Materiais metálicos - ensaio de tração a temperatura ambiente”.

2 – Metodologia:

- Foram encaminhadas à ArcelorMittal JF para execução de engenharia reversa cerca de 10 amostras de barras de aço de diversos diâmetros coletadas de peças de concreto armado (pilar e laje) dos escombros do edifício Wilton Paes de Almeida em São Paulo/SP e identificadas com etiqueta adesiva no topo, sendo os procedimentos descritos a seguir.



Amostras impregnadas de resíduos de concreto.

2.1) Preparação dos Corpos de Prova:

Limpeza com escova de aço.



Ident. Topo	Bitola (mm)	Descrição	Observação
1	22	Armadura longitudinal do pilar	Entalhado
2	22	Armadura longitudinal do pilar	Entalhado
3	20	Armadura longitudinal do pilar	Entalhado
4	20	Armadura longitudinal do pilar	Entalhado
5	16	Armadura longitudinal do pilar	Entalhado
6	16	Armadura longitudinal do pilar	Entalhado
7	10	Armadura transversal estribo externo	Barra lisa extremidade dobrada 90°
8	10	Armadura transversal estribo externo	Barra lisa extremidade dobrada 90°
9	10	Armadura transversal estribo externo	Barra lisa extremidade dobrada 90°
10	8	Armadura grampo	Barra lisa extremidade dobrada 90°

3 - Procedimentos:

1. Análise química em espectrômetro de emissão ótica (ARLW);
2. Ensaio de tração: Limite de escoamento, limite de resistência, relação elástica, alongamento % - ABNT NBR 6892;
3. Análise dimensional;
4. Ensaio de dobramento - ABNT NBR 7480;
5. Análise metalográfica com auxílio de microscópio ótico (aumento de 50 a 1000x);
 - Análises sem ataque;
 - Análises com ataque (reativo de Nital).
6. Comentários.

3.1) Composição Química (%):

Bitola (mm)	Amostra	C	Mn	Si	P	S	Cu	Cr	Ni	Sn	Mo	N	Ceq
22	1	0.29	0.91	0.41	0.029	0.051	0.02	0.01	0.02	0.10	0.01	0.0032	0.47
	2	0.28	0.91	0.41	0.028	0.049	0.02	0.01	0.02	0.10	0.01	0.0037	0.46
20	3	0.25	0.72	0.36	0.035	0.043	0.02	0.01	0.01	0.13	0.01	0.0048	0.39
	4	0.26	0.73	0.39	0.036	0.049	0.02	0.01	0.01	0.15	0.01	0.0048	0.40
16	5	0.26	0.66	0.36	0.014	0.049	0.03	0.01	0.02	0.17	0.01	0.0059	0.39
	6	0.26	0.66	0.38	0.013	0.052	0.03	0.01	0.02	0.17	0.01	0.0046	0.40
10	7	0.16	0.36	0.02	0.027	0.039	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0045	0.22
	8	0.11	0.48	0.33	0.026	0.014	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0059	0.21
	9	0.09	0.56	0.35	0.031	0.012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0061	0.20
8	10	0.12	0.45	0.11	0.143	0.071	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0067	0.20
16 atual	sem tratamento	0.33	0.82	0.25	0.015	0.020	0.11	0.09	0.04	0.01	0.01	0.0069	0.51
20 atual	com tratamento	0.27	0.94	0.18	0.031	0.018	0.13	0.08	0.04	0.01	0.01	0.0070	0.46
NBR 8965/85		0.38 máx.	1.56 máx.	0.55 máx.	0.058 máx.	0.058 máx.						0.59 máx.	

- Todas as amostras são consideradas “soldáveis ” à luz da norma ABNT NBR 8965/85 exceto a amostra 10, que apresenta valores de P e S acima do especificado;
- As amostras entalhadas n° 1 a 6 (bitolas > 16mm) apresentam composição química similar à praticada atualmente na AMJF na produção de vergalhões CA50 soldáveis;
- As amostras com bitolas menores ou iguais a 10mm apresentam composição similar à praticada atualmente na AMJF na produção de vergalhões CA25 (exceto a amostra 10 nos elementos P e S);
- Não existem elementos de liga como Nb e/ou V nas amostras analisadas.

3.2) Ensaio de Tração:

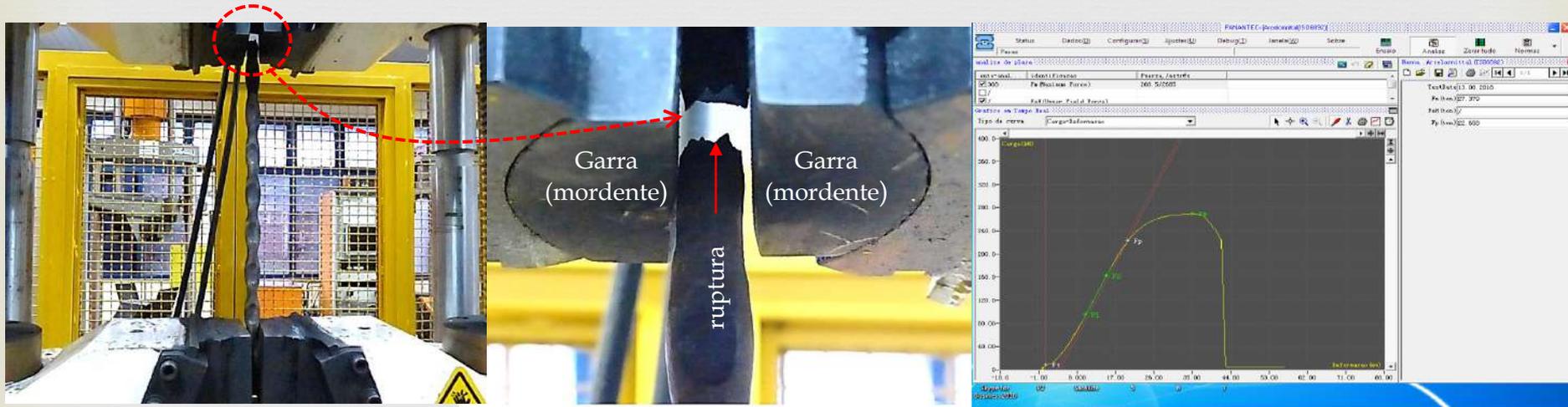
ENSAIO DE TRAÇÃO											
Barra	Diâmetro (mm)	Amostra	M.Linear (kg/m)	M.Linear (%)	CR (kgf)	LR (kgf/mm ²)	CE (kgf)	LE (kgf/mm ²)	LR/LE	Along. (%)	Ruptura
Entalhada	22,00	1	2.876	-4%	27379	75	22658	62	1.21	6.8	Dútil *
		2	2.929	-2%	28542	76	23831	64	1.20	5.5	Dútil *
Entalhada	20,00	3	2.160	-12%	19935	72	16968	62	1.17	3.0	Dútil *
		4	2.146	-13%	19640	72	16509	60	1.19	6.0	Dútil *
Entalhada	16,00	5	1.545	-2%	14439	73	11931	61	1.21	6.9	Dútil *
		6	1.532	-3%	14276	73	10789	55	1.32	6.3	Dútil *
Lisa	10,00	7	0.560	-9%	3498	49	2641	37	1.32	28.0	Dútil
		8	0.546	-11%	3248	47	2233	32	1.45	35.0	Dútil
		9	0.574	-7%	3564	49	2570	35	1.39	27.0	Dútil
Lisa	8,00	10	0.354	-10%	2468	55	1999	44	1.23	18.8	Dútil

COMPARATIVO DE PROPRIEDADES MECÂNICAS					
Barra	Diâmetro (mm)	Grau EB-3 1939 50-CA	Grau EB-3 1939 37-CA	Grau NBR 7480/07 CA50	Grau NBR 7480/07 CA25
Entalhada	22,00	Não Atende AI%	-	Não Atende AI%	-
		Não Atende AI%	-	Não Atende AI%	-
Entalhada	20,00	Não Atende ML e AI%	-	Não Atende ML e AI%	-
		Não Atende ML e AI%	-	Não Atende ML e AI%	-
Entalhada	16,00	Não Atende AI%	-	Não Atende AI%	-
		Não Atende AI%	-	Não Atende AI%	-
Lisa	10,00	Não Atende LR e ML	Não Atende ML	-	Não Atende ML
		Não Atende LR e ML	Não Atende ML	-	Não Atende ML
		Não Atende LR e ML	Não Atende ML	-	Não Atende ML
Lisa	8,00	Não Atende ML	Não Atende ML	-	Não Atende ML

✓ As amostras n° 1 a 6 (*) romperam na garra e seus valores de alongamento % devem ser desconsiderados;

✓ Em relação ao LE e LR as amostras n° 1 a 6 atendem à especificação de CA50 e as amostras n° 7 a 10 à especificação de CA25 da norma NBR 7480/07.

3.2) Ensaio de Tração:



✓ As amostras nº 1 a 6 (*) romperam na garra ou muito próximo e tiveram seus valores de alongamento % desconsiderados.

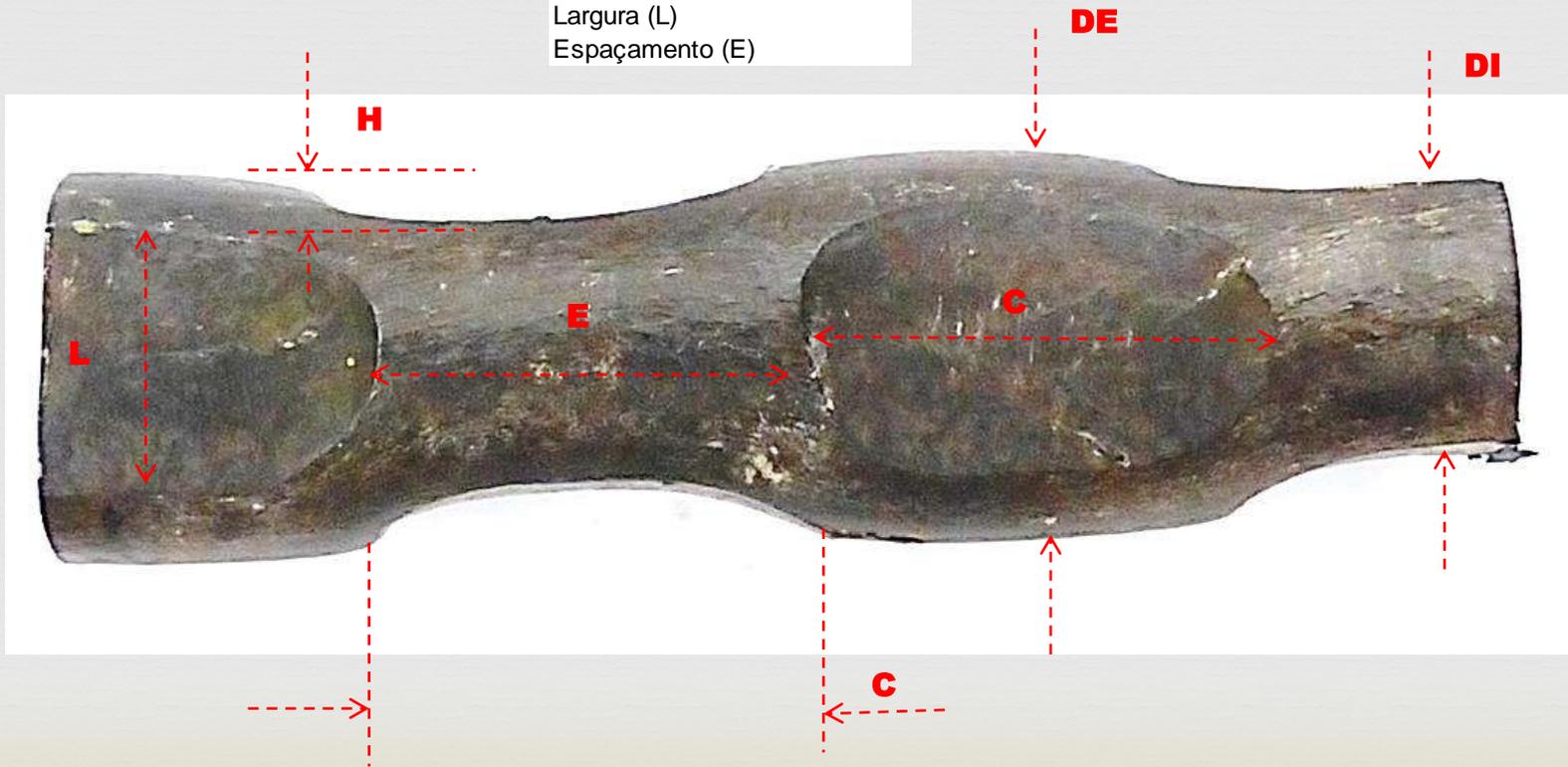
✓ As amostras nº 7 a 9 apresentaram alongamento médio de 30%.

✓ A amostra 10 apresentou alongamento de 18,8%.

3.3) Análise Dimensional:

As amostras n° 1 a 6 apresentam deformações alternadas a 180° que estamos caracterizando neste relatório com o nome de “entalhes”. As medições realizadas para sua caracterização são mostradas na tabela e a foto a seguir:

Diâmetro interno (DI)
Diâmetro externo (DE)
Profundidade (H)
Comprimento (C)
Largura (L)
Espaçamento (E)



3.3) Aspectos Dimensionais (mm):

Barras Entalhadas									
Bitola (mm)	Amostra	Diâmetro Externo (entalhe) DE		Diâmetro Interno (entalhe) DI		Profundidade Entalhe (H)		Entalhe (comprimento / largura) C / L	Espaçamento entre Entalhes E
		Lado A	Lado B	Lado A	Lado B	A	B		
22	1	23.89	24.05	17.01	16.61	3.4	3.7	27,5 / 14,7	25,6
	2	25.01	24.91	16.92	16.96	4.0	4.0	27,2 / 15,2	25,3
20	3	20.92	21.56	14.62	14.02	3.2	3.8	25,2 / 13,1	27,8
	4	20.62	20.77	14.55	14.41	3.0	3.2	22,4 / 11,2	29,3
16	5	17.82	18.48	11.58	12.24	3.1	3.1	22,7 / 10,7	31,1
	6	18.47	18.21	12.2	12.13	3.1	3.0	21,3 / 10,3	30,7

Barras Lisas				
Bitola (mm)	Amostra	Diâmetro Mínimo	Diâmetro Máximo	Ovalização
10	7	9.67	9.86	0.19
	8	8.96	9.83	0.87
	9	9.59	9.75	0.16
8	10	7.18	8.23	1.05

3.4) Ensaio de Dobramento (conforme ABNT NBR 6153):

Amostra	Bitola (mm)	Pinos Dobramento	
		EB-3 1939 2 ϕ	NBR 7480/07 3 ϕ
1 e 2	22	Quebra	Ok
3 e 4	20	Quebra	Ok
5 e 6	16	Quebra	Ok
7 a 9	10	Ok	Ok
10	8	Ok	Ok

ϕ 16mm

ϕ 20mm

ϕ 22mm

ϕ 10mm

Pino 2X ϕ



Pino 3X ϕ



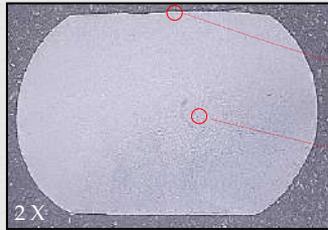
Pino 2X ϕ



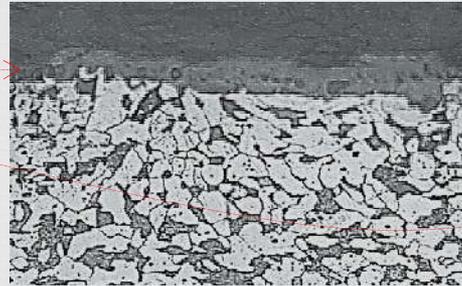
- As amostras n^o 1 a 6 (barras entalhados) apresentaram quebras no dobramento em 2 ϕ e não atendem aos requisitos da norma EB-3 1939, porém não quebraram quando dobradas em 3 ϕ e assim atenderiam a norma NBR 7480/07 num critério mais rigoroso, visto que a norma pede dobramento em 6 ϕ ;
- As amostras n^o 7 a 10 (barras lisas) não apresentaram quebras e assim atendem aos requisitos da norma EB-3 1939.

3.5) Análise Metalográfica:

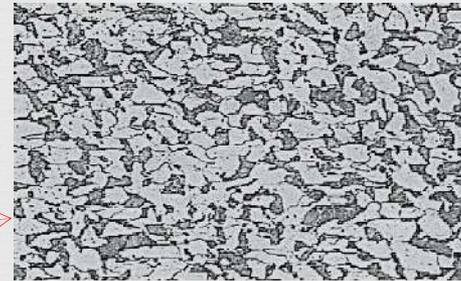
Barra de aço - Ø 22mm



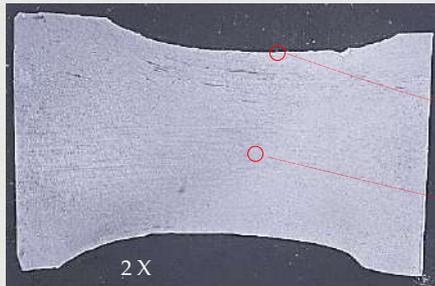
Seção transversal



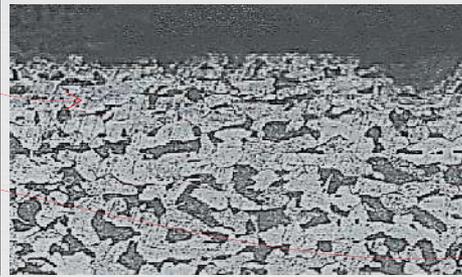
Superfície composta de grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio. Presença de óxido FeO (carepa). Ataque nital 2% e 200X de ampliação.



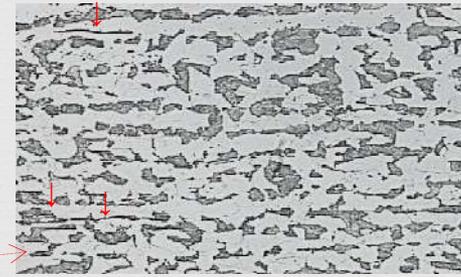
Estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, grãos irregulares tamanho 8 - 9 ASTM E112 200X de ampliação.



Seção longitudinal



Superfície composta de grãos regulares sem vestígios de deformação a frio.



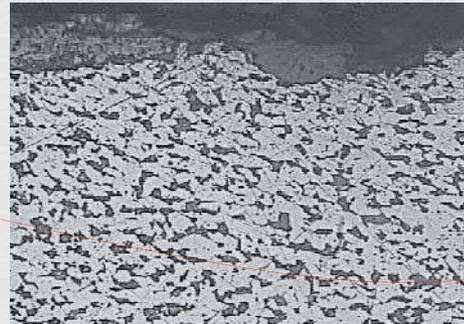
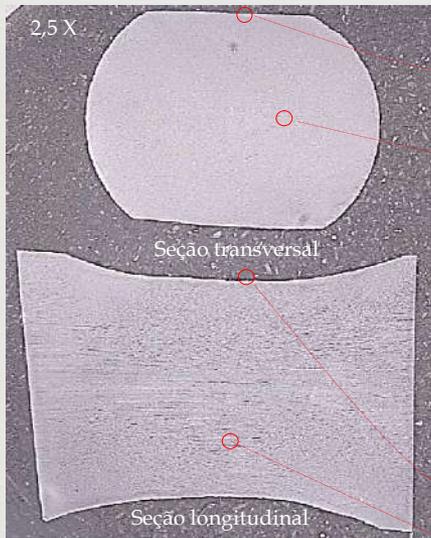
Textura levemente alinhada, faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines), observando-se inclusões de silicato (↓).

Detalhe da superfície ao fundo do entalhe, notando-se nitidamente grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio sinalizando que os entalhes foram realizados com as amostras em alta temperatura; ainda na superfície observa-se a presença de óxido (carepa).

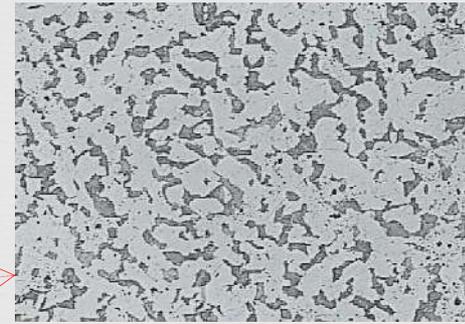
Por outro lado, pode-se notar que, a medida que deslocamos da superfície para o núcleo ocorre leve crescimento de grãos. Estrutura composta de perlita e ferrita de textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).

Seção transversal - Ataque nital 2% e 200X ampliação.

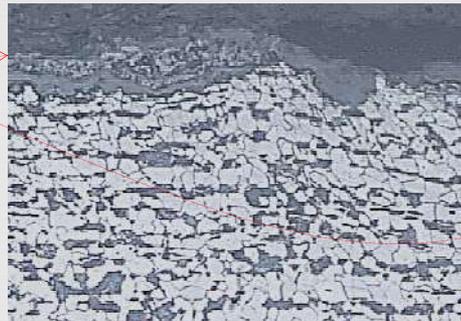
Barra de aço - Ø 20mm



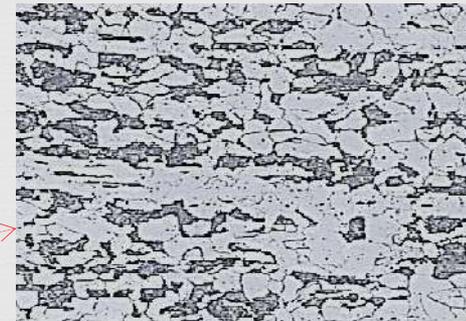
Superfície composta de grãos irregulares tamanho 9 - 10 ASTM E112, sem vestígios de deformação a frio. Nota-se presença de óxidos FeO (carepa). Ataque nital 2% e 200X de ampliação.



Estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, grãos irregulares tamanho 8 - 9 ASTM E112 200X de ampliação.



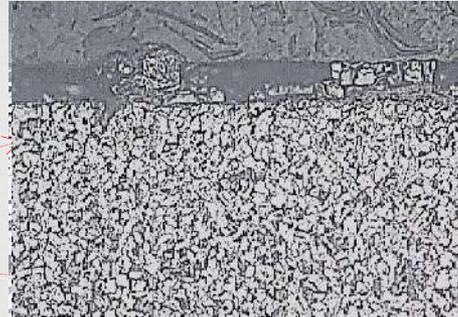
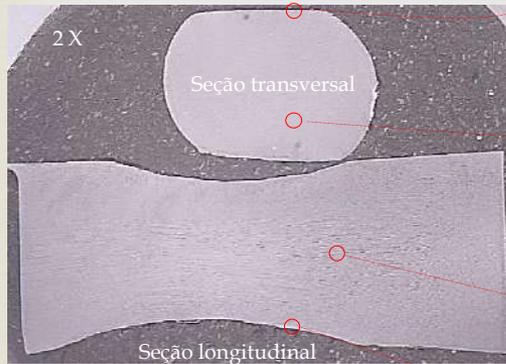
Superfície composta de grãos regulares tamanho 9 -10 ASTM E112 sem vestígios de deformação a frio.



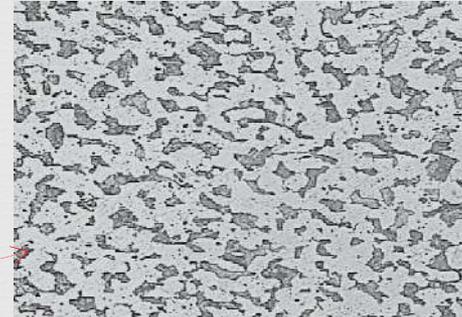
Textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).

Detalhe da superfície ao fundo do entalhe com grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio, sinalizando que os entalhes foram realizados em alta temperatura; observa-se na superfície a presença de óxido (carepa). Adicionalmente, nota-se que a medida que deslocamos da superfície para o núcleo ocorre leve crescimento de grãos. Estrutura composta de perlita e ferrita de textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).
Seção transversal - Ataque nital 2% e 200X ampliação

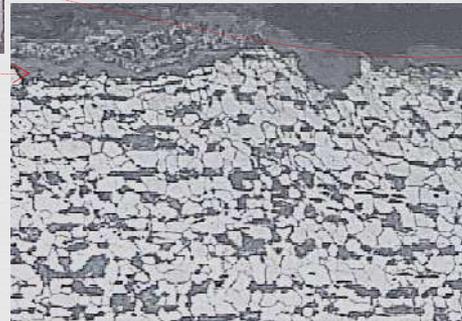
Barra de aço - Ø 16mm



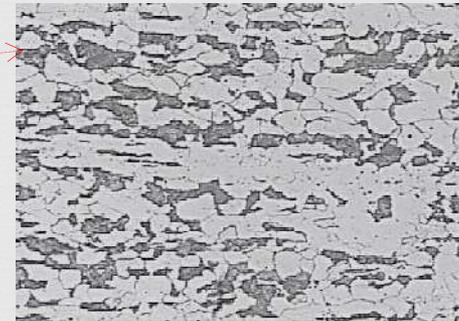
Superfície composta de grãos irregulares 9 - 10 ASTM E112, sem vestígios de deformação a frio. Ataque nital 2% e 200X de ampliação.



Estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, grãos irregulares tamanho 10 ASTM E112. Ataque nital 2% e 200X de ampliação.



Superfície com grãos regulares tamanho 9 -10 ASTM E112, sem vestígios de deformação a frio.



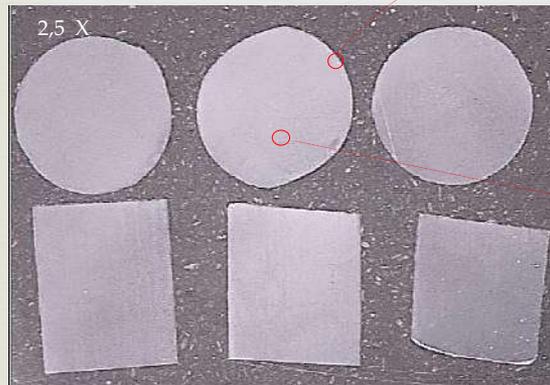
Textura alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).

Detalhe da superfície ao fundo do entalhe com grãos irregulares sem vestígios de deformação a frio, sinalizando que os entalhes foram realizados em alta temperatura ainda; observa-se na superfície a presença de óxido (carepa).

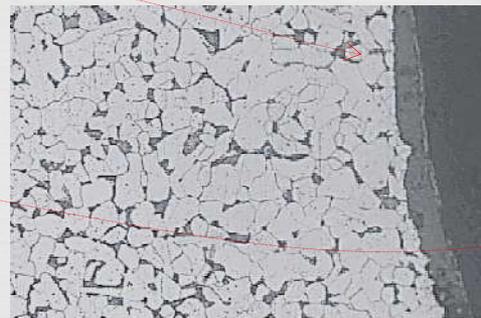
Adicionalmente, nota-se que a medida que deslocamos da superfície para o núcleo ocorre leve crescimento de grãos. Estrutura composta de perlita e ferrita de textura levemente alinhada com faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines).

Seção transversal - Ataque nital 2% e 200X ampliação.

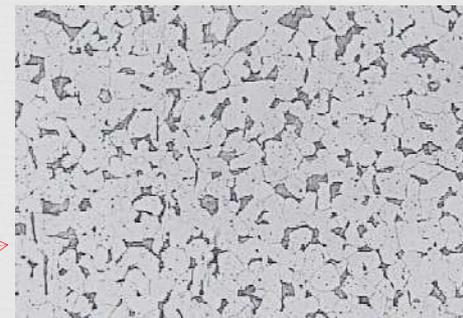
Barra de aço - Ø 10mm



Seção transversal e longitudinal

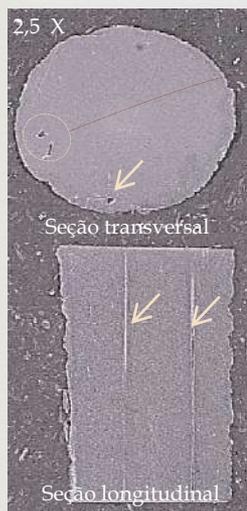


Superfície com estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, sem vestígios de deformação a frio. Seção transversal com 200X de ampliação.



Núcleo com estrutura normalizada composta de perlita e ferrita, tamanho de grão 8 - 9 ASTM E112. Seção transversal ataque nital 2% e 200X de ampliação.

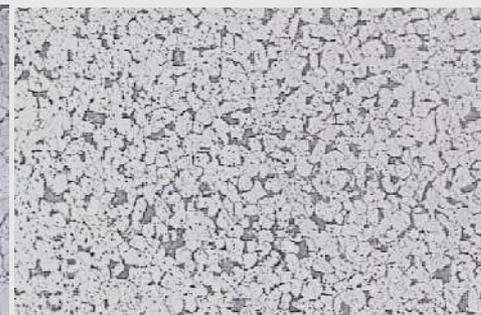
Barra de aço - Ø 8mm



Macro-inclusão exógena no detalhe.



Superfície com estrutura normalizada de perlita e ferrita sem vestígios de deformação a frio. Seção transversal com 200X de ampliação.

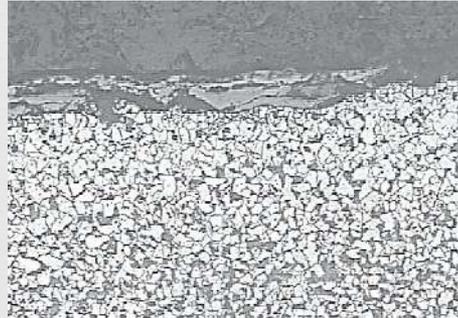
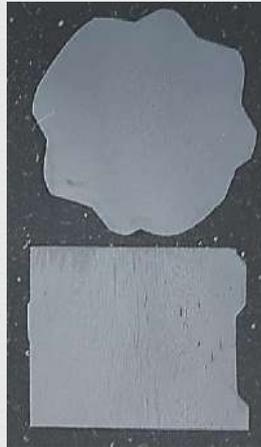


Núcleo com estrutura normalizada de perlita e ferrita, tamanho de grão 8 - 10 ASTM E112. Seção transversal ataque nital 2% e 200X de ampliação.

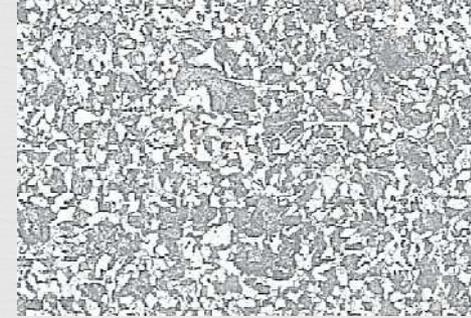
Observa-se à vista desarmada macro-inclusões próximas à superfície.

Vergalhão CA50 para concreto armado - NBR 7480/07:

✓ Vergalhão CA50S 16mm AMJF sem tratamento térmico

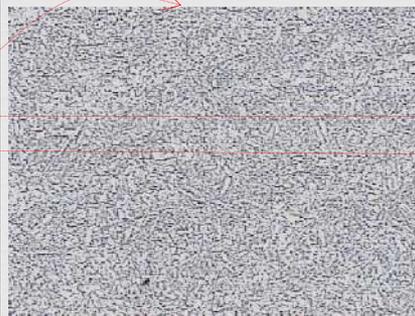
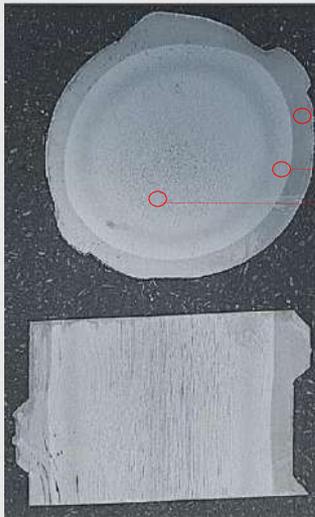


Superfície com estrutura de perlita e ferrita .
Seção transversal ataque nital 2% e 200X de ampliação.

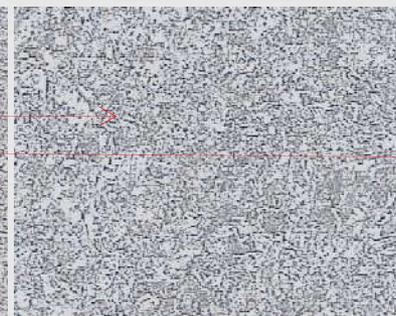


Núcleo com estrutura composta perlita e ferrita,
tamanho de grão 8 - 9 ASTM E112.
Seção transversal ataque nital2% e 200X de ampliação.

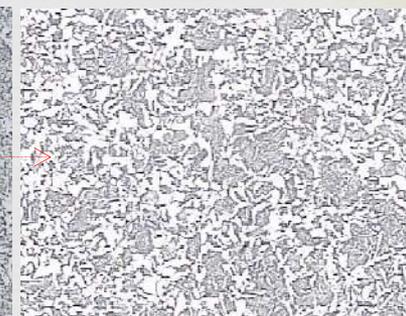
✓ Vergalhão CA50S 20mm AMJF tratado termicamente



Superfície tratada termicamente com
estrutura de martensita revenida.
Seção transversal ataque nital 2% e
200X de ampliação.



Superfície (ZTA) composta de perlita
e ferrita esboroada.
Seção transversal ataque nital 2% e
200X de ampliação.



Superfície com estrutura composta de
perlita e ferrita .
Seção transversal ataque nital 2% e
200X de ampliação.

3.6) Comentários:

• Composição Química:

- Todas as amostras são consideradas “soldáveis” à luz da Norma ABNT NBR 8965/85 exceto a amostra 10, que apresenta valores de P e S acima do especificado;
- As amostras entalhadas nº 1 a 6 (bitolas > 16mm) apresentam composição química similar à usada na AMJF atualmente para a produção de vergalhões da categoria CA50 da norma ABNT BR 7480/07;
- As amostras nº 7 a 10 (bitolas <= 10mm) apresentam composição similar à usada na AMJF atualmente para a produção de vergalhões da categoria CA25 da norma ABNT BR 7480/07 (exceto a amostra 10 nos elementos P e S);
- Não existem elementos de liga do tipo Nb e V nas amostras analisadas.

• Ensaio de Tração:

- As amostras nº 1 a 6 romperam na garra e assim tiveram seus valores de alongamento (%) desconsiderados;
- As amostras nº 1 a 6 atendem aos requisitos de LE e LR da categoria CA50 da norma ABNT NBR 7480/07;
- As amostras nº 7 a 10 atendem aos requisitos de propriedades mecânicas da categoria CA25 da norma ABNT NBR 7480/07.

• Análise Dimensional:

- Não há nenhuma similaridade entre as amostras conformadas (1 a 6) e a especificação atual de configuração geométrica da norma ABNT NBR 7480/07 que proporcionasse a possibilidade de comparação. Observa-se nestas amostras deformação mecânica feita a quente, caracterizada neste relatório por “entalhes”.

• Ensaio de Dobramento:

- As amostras nº 1 a 6 quebraram quando dobradas em pinos de 2Ø e assim não atendem aos requisitos da categoria 50-CA da norma ABNT EB-3 1393, mas atendem aos requisitos de dobramento da categoria CA50 da norma ABNT NBR 7480/07;
- As amostras nº 7 a 10 atendem tanto aos requisitos de dobramento da categoria 37-CA da norma ABNT EB-3 1393 quanto da categoria CA25 da norma ABNT NBR 7480/07.

• Análise Metalográfica:

- Não há vestígios de deformação a frio nas amostras analisadas, a presença de óxidos FeO (carepa) no fundo do entalhe sinaliza que estes foram produzidos em alta temperatura;
- As altas temperaturas do incêndio no prédio vizinho não provocaram alteração na microestrutura do material;
- As amostras apresentam microestrutura composta de perlita e ferrita, com textura levemente alinhada e faixas de ferrita ricas em fósforo (ghost-lines), com tamanho de grãos variando entre 8 a 10 ASTM E112.



“do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras”

ANEXO II: *Protocolo de entrega do Relatório do IBRACON à Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB), datado de 13/08/2018.*



IBRACON

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

FUNDADO EM 23.06.1972

PROTOCOLO

São Paulo, 13/08/2018

Ilmo. Sr. (a): Prof. Vitor Levy Castex Aly

Empresa: Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB)

Endereço: Edifício Domingos Fernandes Alonso - Galeria Olido
Avenida São João, 473 - 3º, 12º ao 19º e 22º andares.

Observações: Devolver protocolo assinado

Recebi:

Revisão 01 do Relatório Técnico sobre as propriedades tecnológicas do concreto e da armadura utilizados na estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1º de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP, datada de 13 de agosto de 2018.

Versão corrigida e ampliada, que anula a versão anterior de 03 de agosto de 2018.

Recebi em: 13 / 08 / 2018.

Nome Legível: _____

Silvana Cavallo

Assinatura: _____

Parillo

Carimbo: _____



“do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras”

ANEXO III: *Protocolo de entrega do Relatório do IBRACON à Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM), datado de 13/08/2018.*



IBRACON

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

FUNDADO EM 23.06.1972

PROTOCOLO

São Paulo, 13/08/2018

Ilmo. Sr. (a): Prof. Dr Sérgio Lex
cc: Prof. MSc Simão Prizskulnik

Empresa: Universidade Presbiteriana Mackenzie UPM

Endereço: Rua da Consolação 930, Consolação, São Paulo SP
CEP.: 01302-907

Observações: Devolver protocolo assinado

Recebi:

Revisão 01 do Relatório Técnico sobre as propriedades tecnológicas do concreto e da armadura utilizados na estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1o de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP, datada de 13 de agosto de 2018.
Versão corrigida e ampliada, que anula a versão anterior de 03 de agosto de 2018.

Recebi em: 13, 8, 18

Nome Legível: SERGIO LEX

Assinatura: [Assinatura]

Carimbo:

Prof. Dr. Sérgio Lex
Diretor da Escola de Engenharia
Universidade Presbiteriana Mackenzie



“do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras”

ANEXO IV: *Ofício elaborado pelo IBRACON ao Secretário de Prefeituras Regionais da Prefeitura Municipal de São Paulo, Sr. Marcos Penido.*



IBRACON

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

FUNDADO EM 23.06.1972

Ofício 010-18

São Paulo, 03 de maio de 2018.

OFÍCIO

AO DD. SR. MARCOS PENIDO
SECRETÁRIO DE PREFEITURAS REGIONAIS DA PMSP

JULIO TIMERMAN, na qualidade de Diretor Presidente do Instituto Brasileiro do Concreto IBRACON e **PAULO HELENE**, na qualidade de Diretor Técnico do mesmo Instituto, vimos por este solicitar respeitosamente que nos trabalhos de remoção dos escombros provenientes do colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida, ocorrido no último dia 01, sejam separadas amostras, a saber

1. Trecho da ordem de 1m a 2m de pilar de seção H;
2. Trecho da ordem de 1m a 2m de viga;
3. Trecho da ordem de 1m² de laje.

Estas amostras serão retiradas sob custas e responsabilidades do IBRACON e conduzidas a um laboratório de ensaio. Esta coleta tem por objetivo obter informações sobre a resistência do concreto e do aço utilizados na obra.

Respeitosamente,



Julio Timerman
Diretor Presidente
Cel.: (11) 99911-8874



Paulo Helene
Diretor Técnico
Cel.: (11) 95045-5562

*Recebido
03/05
Silvana
15:30*

C/C: DD. PROF. VITOR LEVY CASTEX ALY
SECRETÁRIO MUNICIPAL DE INFRAESTRUTURA URBANA E OBRAS (SIURB)



“do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras”

ANEXO V: *Termo de Cooperação para o estudo do comportamento dos materiais da estrutura de concreto armado do Edifício Wilton Paes de Almeida, firmado entre o IBRACON e a SPObras da PMSP.*

TERMO DE COOPERAÇÃO

SÃO PAULO OBRAS – SPObras, situada na Rua Av. São João nº 473, 21º andar, São Paulo/SP, inscrita no CNPJ sob o nº 11. 958.828/0001-73, representada neste ato por seu Presidente **Sr. MAURICIO BRUN BUCKER**, brasileiro, casado, engenheiro civil, portador da cédula de identidade RG nº 13033192, e do CPF/MF nº 043.075.868-59, doravante denominada **SPObras**, e o **INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO – IBRACON**, situado na Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro nº 68, Jd. Olímpia, São Paulo/SP, inscrito no CNPJ sob o nº 43.367.754/0001-97, neste ato representado por seu Diretor Presidente **Sr. JÚLIO TIMERMAM**, doravante denominado **IBRACON**,

CONSIDERANDO:

- O incêndio ocorrido no dia 01 de maio de 2018, no Prédio Wilton Paes de Almeida – Av. Rio Branco esquina com a Rua Antônio de Godói, que causou o seu desmoronamento;
- A necessidade de realização de estudos laboratoriais do concreto do referido Prédio, retirados do local do incêndio no dia 04 de maio de 2018, para diagnosticar as causas do incêndio e desmoronamento do Prédio;

RESOLVEM as Partes firmar o presente Termo de Cooperação com os parâmetros a seguir estabelecidos:

CLÁUSULA PRIMEIRA – DO OBJETIVO

O presente Termo de Cooperação é firmado com o intuito viabilizar o estudo do comportamento dos materiais na edificação sinistrada – Prédio Wilton Paes de Almeida – Av. Rio Branco esquina com a Rua Antônio de Godói, cuja análise cabe ao **IBRACON**.

CLÁUSULA SEGUNDA – DOS ESTUDOS LABORATORIAIS

Para os fins deste Termo, fica assegurado ao **IBRACON**, mediante comunicação prévia à **SPObras**, o acesso ao local do sinistro para retirada dos



materiais necessários à realização dos estudos laboratoriais dos escombros do Prédio Wilton Paes de Almeida – Av. Rio Branco esquina com a Rua Antônio de Godói.

Fica garantida à SPObras acesso a todos os dados, informações e resultados dos estudos laboratoriais realizados pelo IBRACON nos materiais da edificação sinistrada.

CLÁUSULA TERCEIRA – DO RESULTADO DOS ESTUDOS LABORATORIAS

Fica assegurado à **SPObras** o acesso irrestrito aos estudos e análises dos ensaios laboratoriais realizados pela **IBRANCON**.

O **IBRACON** se compromete a não divulgar os resultados dos estudos e análises dos ensaios laboratoriais para qualquer meio de comunicação, sem a prévia e expressa anuência da **SPObras**.

A utilização dos resultados dos estudos e análises dos ensaios laboratoriais pelo **IBRACON**, para fins didáticos, apresentação em palestra, cursos, publicações e Workshops que tratam sobre o comportamento de edificações de concreto submetidas a incêndios, poderá ser feita mediante prévia autorização da **SPObras**.

CLÁUSULA QUARTA – DA REQUISIÇÃO DE INFORMAÇÕES

Eventual requisição de informações feita por autoridade judiciária ou administrativa competente, dirigida diretamente ao **IBRACON**, deverá ser comunicada à **SPObras** pelo **IBRACON**.

CLÁUSULA QUINTA – DA VIGÊNCIA

O presente Termo tem caráter irrevogável e irretratável e começa a vigorar na data da sua assinatura, permanecendo-o enquanto estiver sendo realizados os estudos laboratoriais do concreto retirado dos escombros do Prédio Wilton Paes de Almeida – Av. Rio Branco esquina com a Rua Antônio de Godói,



permanecendo o sigilo das informações pertinentes pelo período de 06 (seis) meses.

CLÁUSULA SEXTA – DOS RECURSOS

Este instrumento não prevê repasse de recurso entre os Partícipes

Os estudos e análise dos ensaios laboratoriais realizados pelo **IBRACON** são voluntários, não cabendo qualquer tipo de remuneração como contrapartida por tais atividades.

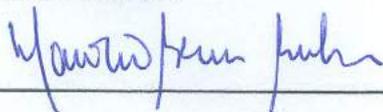
CLÁUSULA SÉTIMA – DO FORO

As dúvidas e controvérsias porventura surgidas em razão da assinatura deste Termo, que não possam ser dirimidas administrativamente, serão apreciadas e julgadas no Foro da Capital, em uma de suas Varas da Fazenda Pública.

E por estarem de pleno acordo com as cláusulas e condições expressas neste Termo, as Partes o firmam em 02 (duas) vias, de igual teor e forma, na presença das testemunhas, que também o subscrevem.

São Paulo, 10 de maio de 2018.

Pela SPObras:



MAURÍCIO BRUN BUCKER

Pelo IBRACON:



JÚLIO TIMERMAM

Testemunhas:

a) *Arlene Regnier de Lima Ferrin* b)
Rg: 13465569

M. Vicentini
Rg: 3.390.002



“do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras”

ANEXO VI: *E-mail de autorização para a remoção das amostras sob título “Re: Re: Minuta de Justificativa Técnica”, enviado pelo perito Sr. Edgar Rezende, datado de 23 de maio de 2018.*



Re: Re: Minuta de Justificativa Técnica

1 mensagem

Edgar Rezende Marques <ermarkes81@gmail.com>

23 de maio de 2018 19:01

Para: SPTC-ATS Monica Bernardi Urias <monica.mbu@policiacientifica.sp.gov.br>

Cc: "Paulo.Helene" <paulo.helene@concretophd.com.br>

Prezados,

Eu li a minuta de justificativa técnica do Professor Paulo Helene escreveu e quero acrescentar que eu **também** compartilho desse pensamento, acredito que seja primordial uma análise minuciosa na estrutura do edifício *Wilton Paes de Almeida*.

Para entendermos melhor a edificação e compartimentação do prédio, solicitei via ofício alguns documentos, inclusive o projeto executivo, para a autoridade policial competente e requisitante do laudo pericial. Espero ansiosamente por um retorno o mais breve possível.

Inicialmente estou focando as minhas atenções no levantamento do local de crime para elucidação da possível causa do incêndio, mas que está invariavelmente inconclusiva devido ao local estar completamente prejudicado por conta do consequente desabamento, restando apenas algumas hipóteses a serem levantadas. Acredito que devido à diversos fatores que serão elencados em momento oportuno, as chamas propagaram muito rapidamente e tomaram conta de toda a edificação em questão de minutos, resultando na fragilização do concreto armado dos pilares e lajes com o consequente desabamento do prédio.

Também acredito que os resultados dos exames e ensaios realizados nos corpos de prova que foram coletados pela equipe do professor Paulo Helene irão nos ajudar bastante no sentido do entendimento da dinâmica e causas do desabamento. Nesse sentido, dou total apoio quanto a realização de mais ensaios e coleta no subsolo do edifício. Para tanto, podemos providenciar uma solicitação pleiteando o acesso visual e físico para uma inspeção técnica aos dois subsolos e às fundações do edifício. Para tanto, gostaria da ajuda da Dra. Mônica nesse sentido, já que inicialmente eu não sei como proceder nessa situação e também tenho dúvidas quanto ao destinatário para o qual eu deva oficializar essa solicitação.

Eu sugeri para Dra. Mônica e para o Sr. Mateus para que agendássemos uma reunião/encontro o mais breve possível para que pudéssemos discutir alguns pontos e alinharmos nossa ideias.

Deixo o convite em especial para o Professor Paulo Helene, ficaremos lisonjeados e gratos com a sua participação.

Estou a disposição para qualquer esclarecimento.

Atenciosamente

Edgar RM

Em 23 de maio de 2018 17:33, SPTC-ATS Monica Bernardi Urias <monica.mbu@policiacientifica.sp.gov.br> escreveu:

Boa tarde, Edgar

Eu defendo a ideia do prof. Helene, gostaria da sua opinião, e se achar providencial, encaminhar uma solicitação à parte para que providencie a remoção dos escombros para inspeção do subsolo ela pericia.

ATT

Monica Bernardi Urias
ATS - Gabinete SPTC

----- Encaminhado por SPTC-ATS Monica Bernardi Urias/ATS/SPTC em 23/05/2018 05:20 PM -----

Para: SPTC-ATS Monica Bernardi Urias <monica.mbu@policiacientifica.sp.gov.br>

De: "Paulo.Helene" <paulo.helene@concretophd.com.br>

Data: 22/05/2018 09:59 AM

cc: "Matheus Moreira .PhD Engenharia" <matheus.moreira@concretophd.com.br>, Julio Timerman <julio@engeti.eng.br>, Jefferson Abece <jdsprojetos@uol.com.br>, Simão Prizskulnik <sprisz@gmail.com>

Assunto: Re: Minuta de Justificativa Técnica

(Ver arquivo anexado: FolhadeSaoPaulo11.05.2018.pdf)

Prezada Monica

Bom dia!

Tomo a liberdade de anexar um artigo publicado na Folha de São Paulo que pode ajudar a compreender e justificar a importância de um diagnóstico.

O artigo cita milhares de edifícios construídos até década de 70 que podem ter comportamento e problemas similares frente a incêndio.

Sigo à disposição.

Muito obrigado

Abraços de



Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822

Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060

paulo.helene@concretophd.com.br

www.concretophd.com.br & www.phd.eng.br

"Esta mensagem e qualquer arquivo nela contido são confidenciais e estão protegidos pelo sigilo de correspondência.

The information transmitted in this e-mail message is intended only for the person or entity to which it is addressed and may contain confidential information. Any retransmission, dissemination or other use of, or taking of any action in reliance upon, this information by person or entity other than the intended recipient, if not clearly authorized by the sender, is prohibited. If you have received this communication in error, please notify the sender immediately by e-mail and delete the message from any computer."



Em 22 de maio de 2018 03:09, Paulo.Helene <paulo.helene@concretophd.com.br> escreveu:

Prezada Enga. Monica

Bom dia.

Conforme conversamos preparei esta minuta de justificativa técnica que poderia ser utilizada num pedido, por exemplo, ao proprietário da obra (SPU do Ministério do Planejamento).

" Justificativa técnica

O colapso prematuro em apenas cerca de 80 minutos do edifício Wilton Paes de Almeida, surpreendeu a engenharia de estruturas de concreto.

Incêndios anteriores como o do Edifício Andraus, Joelma e Grande Avenida, todos em São Paulo e construídos na mesma década de 60, resistiram a mais de 4h de fogo, sem colapsar e encontram-se atualmente em uso normal.

Trata-se de um fato muito grave, tanto do ponto de vista da evacuação dos edifícios pelos usuários, quanto do ponto de vista da segurança dos bombeiros nas suas atividades de resgate e combate ao fogo, além da segurança da vizinhança que não pode ser atingida pelos destroços, ou seja, prédios não podem colapsar tão rapidamente frente a um incêndio.

Entender as razões técnicas desse comportamento estrutural não esperado é fundamental para a correta tomada de medidas de segurança, de manutenção e até de adequação de centenas ou milhares de edifícios em São Paulo e outros centros urbanos, em condições similares.

Cabe uma análise estrutural detalhada que permita um diagnóstico confiável do mecanismo de colapso dessa estrutura.

Para tal são convenientes e necessários, dispor-se dos projetos executivos ou de "as built" desse edifício, tanto do ponto de vista arquitetônico quanto estrutural.

Infelizmente, até o momento, esses projetos executivos não foram encontrados, ou seja, somente algumas referências em revistas e teses estão disponíveis.

Nessas referências e relatos há descrição e croquis da arquitetura provável do edifício, mas são imprecisos, assim como os relatos que falam em estrutura mista de pilares metálicos e lajes de concreto, quando a realidade dos escombros mostrou que eram pilares e lajes de concreto armado.

Pleiteia-se o acesso visual e físico para uma inspeção técnica aos dois subsolos e às fundações para obtenção de medidas fundamentais a essa análise de segurança estrutural.

É preciso medir a geometria exata dos pilares e caixas de escada e elevadores, a taxa de armadura, o tipo de fundações, as propriedades do concreto e do aço utilizado, ou seja, somente o acesso a esses subsolos e fundações, em parte ainda preservados, é que vai permitir uma "reconstrução" do partido estrutural efetivo desse edifício.

Por essas razões técnicas solicita-se prontas providências do Ministério do Planejamento (?) no sentido de limpar o local e viabilizar essas inspeções.

O resultado dessa análise terá como benefício imediato a maior segurança a usuários, às atividades dos bombeiros assim como à vizinhança nos centros urbanos do país, em relação aos milhares de edifícios existentes.

O conhecimento do mecanismo de ruptura precoce também vai permitir aperfeiçoar as Instruções do Corpo de Bombeiros e as normas técnicas de projeto e construção de novos edifícios de concreto armado no país."

Espero que esta minuta possa ajudar nessa árdua missão de procurar entender esse colapso tão nefasto, tão trágico e não esperado, que deve ser evitado, de todas as formas, que se repita no futuro.

Sigo à disposição.

Abraços de



Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822

Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060

paulo.helene@concretophd.com.br

www.concretophd.com.br & www.phd.eng.br

"Esta mensagem e qualquer arquivo nela contido são confidenciais e estão protegidos pelo sigilo de correspondência.

The information transmitted in this e-mail message is intended only for the person or entity to which it is addressed and may contain confidential information. Any retransmission, dissemination or other use of, or taking of any action in reliance upon, this information by person or entity other than the intended recipient, if not clearly authorized by the sender, is prohibited. If you have received this communication in error, please notify the sender immediately by e-mail and delete the message from any computer."





“do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras”

ANEXO VII: *Relatório de ensaios n° 001/2018 sob título “Determinação do módulo de elasticidade dinâmico”, elaborado pela PhD, datado de 24 de maio de 2018.*



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Relatório de ensaio PhD Engenharia N° 001/2018

Interessado:	Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON
Endereço:	Rua Julieta Espírito Santo Pinheiro, 68 - CEP 05542-120 São Paulo/SP
Referência:	-
Amostra n°:	08, 09 e 10
Material declarado:	Testemunhos de concreto
Período de realização do ensaio:	24/05/2018
Objetivo:	Determinação do módulo de elasticidade dinâmico.

1. INTRODUÇÃO

Este relatório apresenta os resultados obtidos para o módulo de elasticidade dinâmico, de testemunhos de concreto extraídos do edifício Wilton Paes de Almeida, através dos ensaios de Propagação de Velocidade Ultrassônica e Estímulo Por Impacto.

2. METODOLOGIA DE ENSAIO E REFERÊNCIAS

ABNT NBR 8802: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.

ASTM C215: Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens.

BILESKY, Pedro. **Contribuição aos estudos do módulo de elasticidade do concreto.** Dissertação. IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 2016. 298 p.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

3. RESULTADOS

O ensaio de determinação da velocidade ultrassônica foi realizado para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico, no laboratório da PhD Engenharia, seguindo o procedimento sugerido na norma ABNT NBR 8802, supervisionado pela Eng^a. Jéssika Pacheco. Devido às limitações da extração e o pequeno número de testemunhos, foi realizado o ensaio de ultrassom em 03 (três) exemplares em decorrência dos demais possuírem diâmetro menor do que o dos transdutores. Os resultados estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Resultados obtidos no ensaio de ultrassom

n° do testemunho	velocidade ultrassônica (m/s)	módulo de elasticidade dinâmico calculado (GPa)
08	3663	27,5
09	3788	29,4
10	3669	27,6

O cálculo do valor do módulo de elasticidade dinâmico foi realizado através da equação 1.

$$Vp = 2 \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

Vp é a velocidade de onda longitudinal;

E é o módulo de elasticidade dinâmico;

ν é o coeficiente de Poisson, considerado igual a 0,2 e

ρ é a massa específica do concreto (valor obtido em ensaio: 2280 kg/m³)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Por sua vez, o ensaio de Determinação do Módulo de Elasticidade Dinâmico por Estímulo de Impacto foi realizado no laboratório da PhD Engenharia, seguindo o procedimento da norma ASTM C215 realizado pela Eng^a. Jéssika Pacheco. Devido às limitações da extração, e ao pequeno número de corpos de testemunhos e proporção geométrica, os resultados do ensaio por estímulo de impacto foram obtidos em apenas 01 (um) exemplar. O resultado obtido está apresentado na Tabela 2.

Tabela 2. Resultado obtido no ensaio por estímulo de impacto.

n. do testemunho	Diâmetro (mm)		Altura (mm)		Massa (g)	$E_{longitudinal}$ (GPa)	$E_{transversal}$ (GPa)	Desvio	Desvio
	1 ^o	2 ^o	1 ^o	2 ^o					
08	10,21	10,20	14,89	14,85	2800	20,27	0,13	12,91	0,14
						19,64	0,13	12,08	0,13
						19,43	0,12	12,19	0,13
						20,22	0,13	12,24	0,14
						19,45	0,13	12,13	0,13
Valores médios						19,80		12,31	

Com base na dissertação de mestrado do Me. Eng. Pedro Bilesky, pode-se estimar o módulo de elasticidade estático, convencional, variando de 10GPa a 26GPa.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"



Figura 01 - Módulo de Elasticidade por estímulo de impacto.



Figura 02 - Velocidade de onda ultrassônica.



“do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras”

ANEXO VIII: *Relatório de ensaios nº 118573 sob título “Avaliação petrográfica dos agregados constituintes dos concretos, elaborado pela ABCP, datado de 03 de setembro de 2018.*

Interessado: Instituto Brasileiro do Concreto - Ibracon

Endereço: Rua Julieta Espírito Santo Pinheiro, 68 - CEP 05542-120 – São Paulo/SP

Referência: Orçamento 79876

Amostra nº: 214.339 e 214.340

Data de entrada: 11.06.2018

Material declarado: Testemunho de concreto

Período de realização dos ensaios: 20.06.2018 a 20.08.2018

Objetivo: Avaliação petrográfica dos agregados constituintes dos concretos

1. INTRODUÇÃO

Este relatório apresenta o resultado da avaliação, por microscopia estereoscópica dos agregados constituintes de testemunhos de concreto extraídos do Edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu colapso após incêndio no dia 01/05/2018. As transformações nas propriedades físicas e químicas da pasta de cimento e dos agregados causadas pelas altas temperaturas são irreversíveis. Assim, tais mudanças podem ser usadas como indicadores de temperaturas máximas de exposição, com base no exame pós-fogo das amostras.

As amostras extraídas e enviadas pelo Interessado receberam a seguinte identificação:

ABCP	Interessado
214.339	Amostras de testemunho de concreto Pilar (4 fragmentos)
214.340	Amostra de testemunho de concreto da Estrutura (1 fragmento)
-	Amostra de testemunho de concreto – CP - P4
-	Amostra de testemunho de concreto – CP – P6

2. MÉTODO DE ENSAIO E DOCUMENTO REFERENCIADO

PO-GT-3016 rev. 02 Reconstituição do traço de concreto

NBR 7389-1/09 Análise petrográfica de agregado para concreto - Parte 1:
Agregado Miúdo

As amostras de concreto foram submetidas ao procedimento ABCP (PO-GT 3016) que consiste na separação dos agregados grãos e miúdos. Em seguida esses agregados foram submetidos às análises por lupa estereoscópica, sendo observadas as suas características (Figuras 1 e 2).

Este documento tem significação restrita e diz respeito tão somente à(s) amostra(s) ensaiada(s). Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste Laboratório.



Figura 1 – Vista geral dos agregados graúdos extraídos dos concretos afetados pelo incêndio.



Figura 2 – Vista geral dos agregados miúdos extraídos dos concretos afetados pelo incêndio.

3. RESULTADOS DAS ANÁLISES PETROGRÁFICAS

Segundo as análises petrográficas, observou-se que os concretos estudados são compostos por agregados do tipo pedra britada e areia proveniente de britagem de rocha e também areia de rio.



O Quadro 1 apresenta as características gerais, macroscópicas do agregado graúdo.

QUADRO 1 - Características Gerais do Agregado Graúdo

Características		Testemunho de concreto
Tipo		Pedra britada
Cor		Cinza com faixas claras e escuras
Forma		Ineqüidimensional (cúbicas a lamelares)
Grau de arredondamento		Angulosos
Dimensão	Intervalo de variação	0,5cm a 4,0cm
	Dimensão média	2,5cm
Caracterização físico-mecânica	Friabilidade	Não friável
	Compacidade	Compacto
	Tenacidade (resistência à quebra)	Elevada

Do ponto de vista físico-mecânico, a alta tenacidade e estado não alterado de seus constituintes, permitem considerar os agregados utilizados nos concretos como de boa qualidade. O agregado graúdo predominante é composto por uma rocha ígnea, petrograficamente classificada como Biotita Granito (Figuras 3 e 4). Observou-se a presença, em menor quantidade, de uma rocha máfica (porção escura) (Figura 5), que provavelmente, oriunda de um veio dessa rocha cortando o maciço.

O Quadro 2 traz os resultados da análise do agregado miúdo (Figura 6) dos concretos estudados. O agregado miúdo predominante é a areia proveniente da britagem da rocha citada anteriormente e por areia de rio. A areia de rio é composta principalmente, por seixos quartzosos subangulares de tamanhos variados.

QUADRO 2 - Síntese das Características do Agregado Miúdo

Características microscópicas		Testemunho de concreto
Grau de arredondamento		Anguloso a subanguloso
Impregnações		-
Mineralogia	Principal	Quartzo e feldspato
	Subordinada	Opacos e mica
Tipo/origem		Areia proveniente de britagem de rocha
Alteração		Raras nos feldspatos e nas micas



Figura 3 – Aspecto geral do agregado graúdo. Observa-se a integridade da rocha, sem fissuração, lasqueamento e alterações. Lupa estereoscópica, aumento 12x.



Figura 4 – Aspecto geral do agregado graúdo. Observa-se a integridade da rocha, sem fissuração, lasqueamento e alterações. Lupa estereoscópica, aumento 12x.

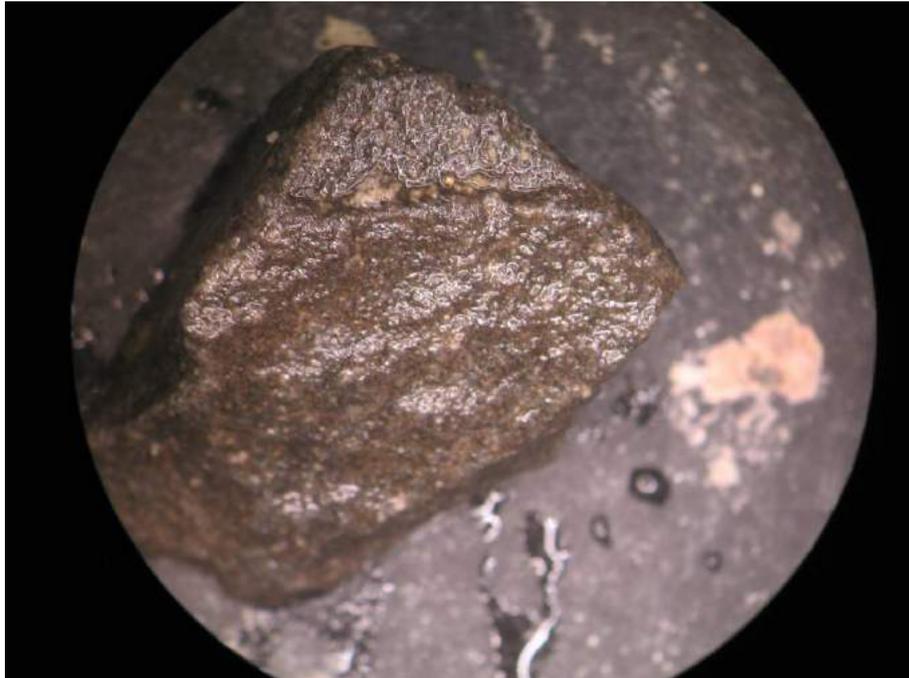


Figura 5 – Aspecto geral do agregado grão máfico. Observa-se a integridade da rocha, sem fissuração, lasqueamento e alterações. Lupa estereoscópica, aumento 12x.



Figura 6 – Aspecto geral do agregado miúdo. Observa-se a presença dos seixos subangulares (A) e fragmentos da rocha (R). Lupa estereoscópica, aumento 12x.



4. CONCLUSÕES

Do ponto de vista petrográfico, os agregados apresentam boas características para serem usados em concretos e não foi observada nenhuma feição causada por exposição ao fogo. Por exemplo, não foi observada a presença de cristais fraturados de quartzo e fraturas nas suas interfaces cristalinas que são indicativas de transformações alotrópicas do quartzo. Essas transformações alotrópicas do quartzo alfa em quartzo beta ocorrem com aumento de volume quando a temperatura (teórica) atinge 573°C.

As características levantadas dos agregados sugerem que o incêndio ocorrido não atingiu essa temperatura, considerando que a maior parte dos agregados amostrados não pertencia à superfície da estrutura.

São Paulo, 03 de setembro de 2018.


Geól. Ana Livia Zeitzun de P. Silveira
Supervisora de Mineralogia
CREA nº 5061047639


Geól. Arnaldo Forti Battagin
Chefe do Laboratório
CREA nº 0600586647