

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DA CASCA DE CONCRETO ARMADO DO AUDITÓRIO SIMÓN BOLÍVAR EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO POR MEIO DE ANÁLISES COMPUTACIONAIS

Victor Taveira de Melo Basseti

Orientador: Alfonso Pappalardo Junior

Apoio: PIBIC CNPq

RESUMO

Estudos avançados da resposta dos componentes estruturais e construtivos em situação de incêndio, expostos ao fogo e às altas temperaturas, vêm sendo desenvolvidos nos principais centros de pesquisa, empresas do setor e universidades do mundo. Com a complexidade crescente dos sistemas estruturais para edificações, centenas de normas nacionais e internacionais foram criadas e atualizadas visando garantir a segurança contra incêndio dessas modernas instalações. No contexto das estruturas de concreto armado, os materiais apresentam mudanças físicas e químicas significativas causadas pela exposição ao fogo e às altas temperaturas. O Método da Isoterma 500°C é um método simplificado de cálculo, recomendado pela norma europeia Eurocode 2, utilizado na avaliação da segurança de estruturas de concreto armado. Este método será utilizado neste estudo na avaliação da segurança estrutural do Auditório Simón Bolívar do Memorial da América Latina que foi alvo de um incêndio de grandes proporções. O Auditório foi periciado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT), que afastou a necessidade de demolição da estrutura. Este parecer favorável foi embasado nos resultados dos ensaios laboratoriais dos materiais extraídos das partes sinistradas da estrutura para a verificação de suas capacidades resistentes pós-incêndio. Neste artigo pretende-se corroborar com a conclusão dos especialistas em engenharia de segurança contra incêndio, com base nos modelos e nas simulações computacionais pelo Método dos Elementos Finitos, pelo Método Simplificado de Cálculo e dimensionamento pelo Método das Três Camadas. A partir dos cálculos realizados, pode-se afirmar que a estrutura atende as condições mínimas de segurança exigidas pelas normas.

Palavras-chave: Estrutura de casca, Método da Isoterma 500°C, Elementos Finitos.

ABSTRACT

Advanced studies of the response of structural and constructive components in fire situations, exposed to fire and high temperatures, have been developed in the main research centers, sector companies, and universities around the world. With the increasing complexity of structural systems for buildings, hundreds of national and international standards have been created and updated to ensure the fire safety of these modern facilities. In the context of reinforced concrete structures, materials present significant physical and chemical changes caused by exposure to fire and high temperatures. The 500°C Isotherm Method is a simplified calculation method, recommended by the European standard Eurocode 2, used to assess the safety of reinforced concrete structures. This method will be used in this study to structural safety assessment of the Simón Bolívar Auditorium of the Latin America Memorial, which was the target of a large fire. The Auditorium was inspected by the Institute of Technological Research of the State of São Paulo (IPT), which ruled out the possibility occurrence of collapse or the need for structural demolition. This assent was based on the results of laboratory tests of materials extracted from the devastated parts of the structure to verify their post-fire resistant capabilities. This article intends to corroborate the conclusion of experts in fire safety engineering, based on models and computer simulations using the Finite Element Method, the Simplified Calculation Method, and concrete shell design using Three Layer Method. From the calculations carried out, the structure satisfies the minimum safety conditions required by the standards.

Key Words: Shell Structure, 500°C Isotherm Method, Finite Element.

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA DO TRABALHO

Desde o século passado muitas estruturas foram alvo de incêndio, como o Edifício Andraus (1972), Edifício Joelma (1974) e Edifício Wilton Paes de Almeida (2018). Segundo relatos históricos, ocorreram incêndios desastrosos em estruturas de túneis que causaram a morte de muitas pessoas, como o incêndio no Túnel de San Gotardo na Suíça, em 2001, e no Túnel Mont Blanc na fronteira entre a França e a Itália, em 1999, que atingiram cerca de 1000°C e vitimaram 80 pessoas (Figura 1). O Auditório Simón Bolívar faz parte do Complexo Memorial da América Latina e é tombado como Patrimônio Histórico, Arqueológico, Artístico e Turístico do Estado de São Paulo de acordo com o Condephaat (Conselho de Defesa do Patrimônio Histórico, Arqueológico, Artístico e Turístico). Idealizado pelo antropólogo Darcy Ribeiro e projetado pelo arquiteto Oscar Niemeyer, o Memorial da América Latina foi construído para ser um espaço de integração entre os países latinos, além de ser sede do

Parlamento Latino-Americano. O Auditório Simón Bolívar tem as paredes decoradas com a célebre tapeçaria da artista plástica Tomie Ohtake e no foyer, a famosa escultura “A Pomba” de Alfredo Ceschiatti e o mural “Agora”, de Victor Arruda.

Figura 1 Estruturas de túneis sujeitas a incêndios de grandes proporções (esq.) Túnel Mont Blanc após sinistro; (dir.) Túnel San Gotardo.



Fonte: (esq.) The New York Times, 2006; (dir.) Folha de São Paulo, 2002.

Este artigo apresenta modelagem com elementos finitos e métodos de verificações estruturais prescritos por normas internacionais fazendo com que seja possível a análise de cenários em que a estrutura seja mais exigida quando exposta ao ambiente em chamas. Portanto, a importância deste artigo consiste numa análise detalhada, reforçando a conclusão do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de que apesar dos danos estruturais causados pelo fogo, não foi necessária a demolição.

1.2 PROBLEMA DE PESQUISA

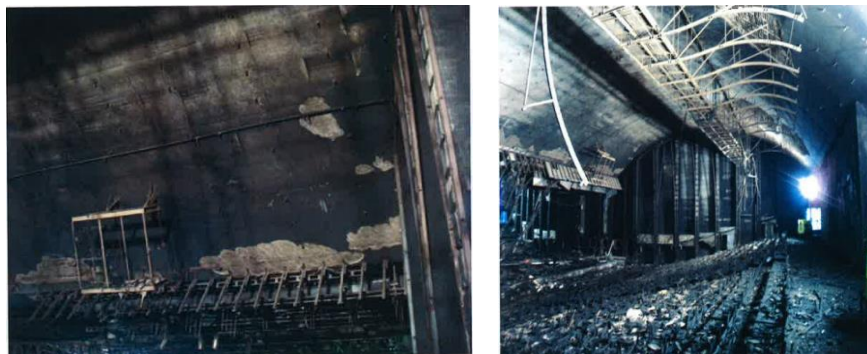
O incêndio que acometeu o Auditório Simón Bolívar, em 2013, teve início na região central da Abóbada B devido a curto-circuito em uma lâmpada de emergência. O incêndio atingiu o carpete de revestimento do teto da Abóbada B e, rapidamente, se alastrou para a Abóbada A (IPT, 2014), configurando o fenômeno do *flashover*, que é a transição de um fogo localizado a um fogo generalizado e ocorre de 5 a 7 minutos após a ignição do fogo atingindo temperaturas entre 350°C e 400°C. Devido à eficiência da compartimentação do auditório, o incêndio no interior do Auditório estava com baixas chamas, pela insuficiência de oxigênio para alimentá-las, e com fumaça tóxica retida na parte superior da casca. Com a operação de abertura das portas corta fogo pelos bombeiros, se deflagrou o *backdraft*, um fenômeno explosivo (de dentro para fora) que ocorre quando há uma entrada repentina de oxigênio em um local sem a presença de comburentes, que realimentou as chamas. A Figura 2 mostra a grande coluna de fumaça que se formou durante o incêndio, cujo calor radiante rompeu os vidros das fachadas laterais.

Figura 2 Auditório em chamas durante incêndio

Fonte: Jornal Cruzeiro do Sul, 2013.

1.3 INSPEÇÃO DA ESTRUTURA

Pode-se observar na Figura 3 a extensão dos danos, especificamente, na parte central da Abóboda B que foi fortemente danificada pelo incêndio com deslocamento do cobrimento. Em outras áreas também houve o deslocamento do cobrimento e mudança na coloração do concreto.

Figura 3 Interior do Auditório pós sinistro de incêndio

Fonte: IPT, 2014.

1.4 COLETA DE DADOS E ENSAIOS

Foi adquirido o Laudo Técnico do IPT por meio da Secretaria de Cultura e Economia Criativa do Estado de São Paulo (IPT, 2014). Este laudo contém todos os ensaios realizados na estrutura e ensaios laboratoriais (esclerometria, termogravimetria, ensaio a compressão e análise mineralógica). Ainda foram extraídos corpos de prova, pó do concreto e foi utilizado o Radar GPR (*Ground Penetrating Radar*), método de inspeção geofísica baseado na tecnologia do scanner, para verificação das condições das camadas mais internas do concreto. Por meio deste documento foi possível acessar os resultados dos ensaios realizados, que apontaram a reduzida perda de resistência da estrutura. As barras de aço apresentaram valores muito próximos do aço CA 50. Dentre as recomendações sugeridas, aponta-se a necessidade de remoção do cobrimento das armaduras inferiores e realinhamento ou substituição das armaduras mais afetadas que foram expostas à ação do fogo e das altas temperaturas.

1.5 CONSIDERAÇÕES TÉCNICAS

A conclusão tomada na época pelo IPT (2014) sobre os danos estruturais causados pelo incêndio, levando em conta os ensaios de campo e laboratoriais realizados, atestaram a segurança estrutural do Auditório Simón Bolívar.

1.6 OBJETIVOS

1.6.1 Objetivo Geral

- Avaliar a segurança estrutural da casca de concreto armado em situação de incêndio com o uso de sistemas computacionais.

1.6.2 Objetivos Específicos

- Entender o comportamento das estruturas em formato de casca em situações de incêndio e avaliar o nível de degradação dela após sinistro de incêndio;
- Desenvolver análises térmicas transientes não-lineares por meio do Método dos Elementos Finitos cujo carregamento térmico é representado pela curva de incêndio padrão;
- Aplicar o Método da Isoterma de 500°C presente no Eurocode 2 (CEN, 2016) para que se defina a seção reduzida utilizada na verificação de segurança e avaliação do risco de colapso estrutural;
- Desenvolver um estudo comparativo da segurança estrutural em temperatura ambiente e em situação de incêndio pelo Método das Três Camadas.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 MÉTODO ISOTERMA 500°C PARA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DE ACORDO COM EUROCODE 2

A NBR 15200 (ABNT, 2012) permite que métodos simplificados de cálculo sejam adotados em situações que a estrutura seja exposta a altas temperaturas por um período considerável. De acordo com o Eurocode 2 (CEN, 2016), métodos simplificados de cálculo podem ser aplicados na seção transversal da estrutura a fim de que seja feita a análise seu desempenho estrutural quando submetida a um incêndio padrão ou qualquer outro tipo de incêndio. O Método da Isoterma 500°C é descrito no Eurocode 2 (CEN, 2016) como método aplicável nesses casos. Nesse método, a seção de concreto é reduzida e só é analisada a parte que atingiu temperatura menor ou igual a 500°C e acima desta, o concreto é desprezado. Após essa etapa é determinada a temperatura das barras de aço na seção plena para que sejam consideradas as reduções da resistência ao escoamento do aço em função da temperatura, em seguida, sejam efetuados os cálculos.

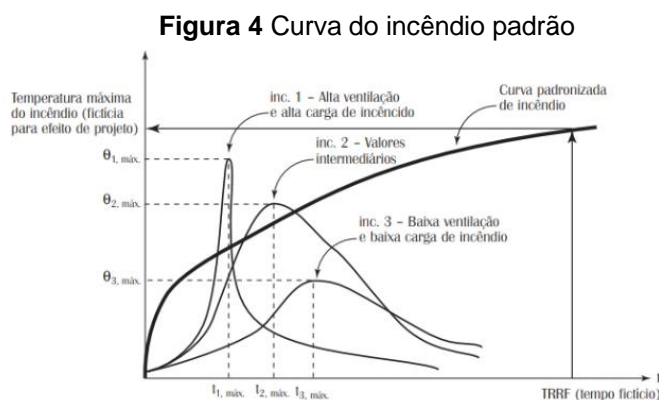
2.2 ANÁLISES TÉRMICAS NÃO LINEARES

A norma NBR 14432 (ABNT, 2001a) prescreve a curva do incêndio padrão representada pela lei logarítmica dada por pela equação (1) e pela Figura 4:

$$\theta_g(t) = 345 \log(8t + 1) + \theta_{g,0} \quad (1)$$

sendo t dado em minutos e $\theta_{g,0}$ corresponde à temperatura ambiente em graus Celsius.

Quando exposto a altas temperaturas as propriedades físico-térmicas do concreto são depreciadas. Como previsto no Anexo C da NBR 15200 (ABNT, 2012), o alongamento térmico (dilatação térmica), calor específico, condutividade térmica e densidade do concreto são dependentes da temperatura. De acordo com o laudo do IPT (2014), o incêndio teve duração de 80 minutos. A partir da substituição desse valor na equação (1) e se admitindo $\theta_{g,0}=20^\circ\text{C}$ para temperatura ambiente, supoe-se que a temperatura pode ter atingido cerca de 1000°C .



Fonte: SILVA, 2016.

Nas análises térmicas para simulação da situação de incêndio devem ser considerados os três modos de transferência de calor: condução, convecção e radiação. Na condução o calor é transferido de um corpo de maior temperatura para outro de menor temperatura pela condutividade térmica do material, ou seja, as moléculas vão se aquecendo e ao longo do tempo toda a superfície do material está aquecida. A radiação é o modo em que ondas de energia refletem ou são absorvidas nas superfícies. Quando as ondas são refletidas nas superfícies o ambiente tem sua temperatura elevada. Essas ondas de energia são o próprio calor que surgiu de uma fonte (origem do incêndio). A convecção consiste em fluxos de calor convectivos.

No anexo F da NBR 15200 (ABNT, 2012) está descrito o fluxo de calor por unidade de área sendo a soma do fluxo de calor devido a convecção e o fluxo de calor devido a radiação. Desta forma tem-se:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (2)$$

com

$$\varphi c = \alpha c(\theta g - \theta a) \quad (3)$$

e

$$\varphi r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon r e s [(\theta g + 273)^4 - \theta a + 273)^4] \quad (4)$$

sendo: αc : coeficiente de transmissão de calor por convecção igual a 25 W/m²°C, no caso de exposição ao incêndio-padrão; θg : temperatura dos gases, expresso em graus Celsius (°C); θa : temperatura na superfície em contato com o meio, expresso em graus Celsius (°C); $\varepsilon r e s$: a emissividade resultante, podendo ser tomada, para efeitos práticos, igual a 0,7.

2.3 VERGALHÕES DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O aço é melhor condutor térmico que o concreto, portanto, o calor se propaga mais rápido e mais uniformemente ao longo da barra (COSTA, 2002 apud LASKE, 2018). Por ter alta temperatura de fundição, o aço não funde em temperaturas usuais de incêndio, temperaturas essas que não costumam passar dos 1200°C, podendo ser ultrapassado dependendo do carregamento térmico e das condições de ventilação (ABNT, 2012). Sabe-se porém, com aumento da temperatura o aço deforma e perde suas características mecânicas. Em ensaio realizado (LASKE, 2018) com duas barras de aço CA-50, foram obtidos sua resistência ao escoamento, resistência última e seu módulo de elasticidade. Pelo resultado obtido no ensaio observou-se que a partir de 800°C o aço perde abruptamente sua resistência ao escoamento. Ainda assim o aço recupera parte da sua resistência durante pós resfriamento (LASKE, 2018). O estudo deixa claro a necessidade de se aprofundar neste assunto.

2.4 TENSÃO RESIDUAL PÓS INCÊNDIO

A tensão residual do concreto é pouco estudada por especialistas da área e os resultados das pesquisas são limitados. No entanto, sabe-se que depois de resfriado o concreto sofre danificações devido a esta tensão.

Em estudo realizado em 2017 (KODUR, 2017) foram ensaiados dois pilares de concreto armado de seções idênticas a fim de observar suas tensões residuais. O resultado observado foi que o concreto das camadas mais profundas, próximo aos vergalhões de aço, não foi atingido pela alta temperatura devido à baixa condutividade térmica e alta capacidade térmica do concreto. Após o aquecimento, quando o resfriamento dos pilares se inicia, as temperaturas das camadas internas ainda subiam devido à inércia térmica do concreto. O pico de temperatura de um dos vergalhões foi de 550°C após 90 minutos do fim do aquecimento. A temperatura pico atingida pelo mesmo pilar ocorreu 120 minutos após o aquecimento. Estruturalmente, as deformações continuam aparecendo. No caso deste ensaio ocorreu após 210 minutos do início do aquecimento. Essa deformação deu-se pela expansão térmica do concreto. Depois que os pilares atingem a temperatura ambiente, a deformação residual não

reduz mais, pois os danos estruturais, assim como, as mudanças em suas propriedades térmicas são irreversíveis (KODUR, 2017). De modo geral conclui-se que grande parte da resistência residual do concreto é perdida após o término do aquecimento.

3 METODOLOGIA

3.1 COLETA DE DADOS DO RELATÓRIO DO IPT

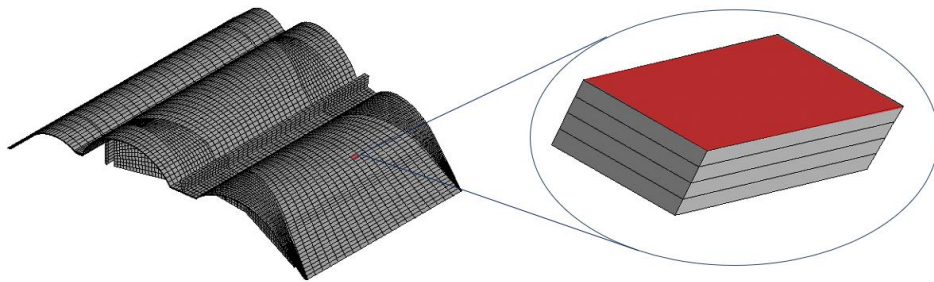
O radar usado para verificação das camadas internas do concreto através da amplitude das ondas diretas do próprio equipamento. No relatório técnico realizado pelo IPT (2014), no uso do radar foi considerado o valor de 0 dB como “melhor comportamento” do cobrimento da armadura e do concreto e 10 dB para “pior comportamento”. As extrações de testemunhos as coletas de pó do concreto foram realizadas nos locais onde o cobrimento do concreto havia deslocado e o radar não pôde operar. Essas extrações também fizeram parte da coleta para ensaios químicos e mineralógicos para observar se o concreto mantinha suas propriedades químicas. Também foram feitos ensaios de esclerometria para verificar a uniformidade do concreto, a partir de sua dureza superficial conforme NBR 7584:1995 (ABNT, 1995 apud IPT, 2014). Quatro barras de aço expostas foram retiradas e ensaiadas em laboratório (IPT, 2014).

3.2 ANÁLISE TÉRMICA TRANSIENTE

A casca foi modelada no software Ansys Mechanical com o elemento hexaédrico THERMAL SOLID 278. Este elemento finito possui capacidade térmica 3D e é definido por 8 nós. É um elemento ideal para sólidos dispostos em múltiplas camadas. Este elemento permite a realização de análises térmicas baseadas nos modos primários de transferência de calor em regime permanente e transitório (ANSYS, 2023). Foram considerados quatro elementos finitos ao longo da espessura da casca, como mostra a Figura 5.

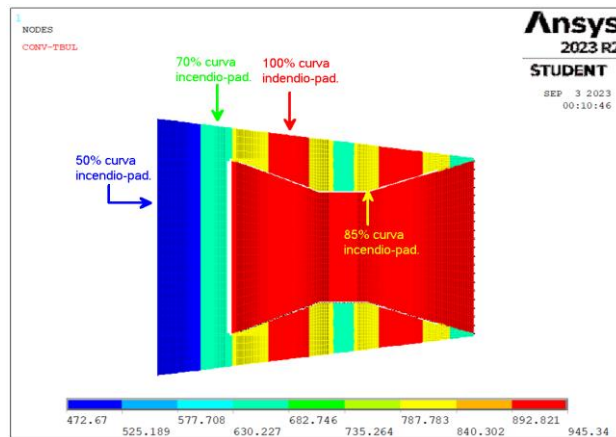
Nesta análise preliminar, analisa-se apenas o modo de transferência de calor por convecção. Considera-se o carregamento térmico regido pela curva do incêndio padrão (Figura 9; Equação 1), conforme NBR 14432 (ABNT, 2001b). Para a aplicação do carregamento térmico no modelo, admitiu-se a hipótese de que as paredes foram submetidas a 85% do carregamento padrão, o teto recebeu 100% e o foyer, que foi a parte menos afetada pelo incêndio, recebeu entre 50% e 70% do carregamento padrão. A temperatura ambiente foi considerada igual a 20°C. As Figuras 5, 6, 7 e 8 evidenciam o gradiente de temperaturas nessas áreas. O foco do incêndio foi o PONTO 2C, situado no centro da Abóboda B. Para a análise térmica foi adotado o limite superior do coeficiente de condutividade do concreto, conforme descrito no EUROCODE 2 (CEN, 2016).

Figura 5 Casca modelada com elementos finitos com foco no PONTO 2C (próximo da origem do incêndio)



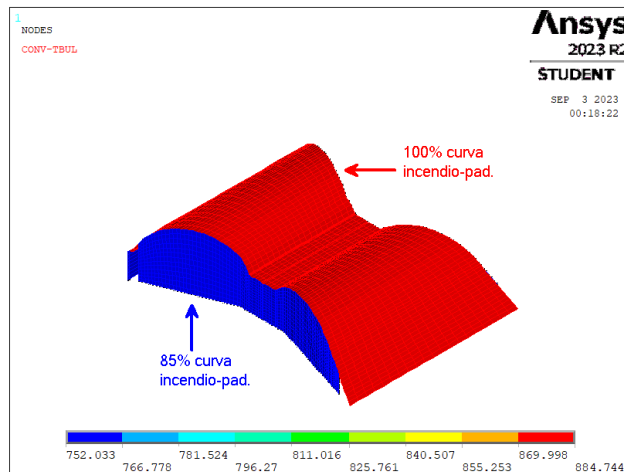
Fonte: Autores, 2023.

Figura 6 Zonas de temperaturas dos gases da combustão admitidas no modelo junto à face inferior da casca de concreto armado (graus Celsius)



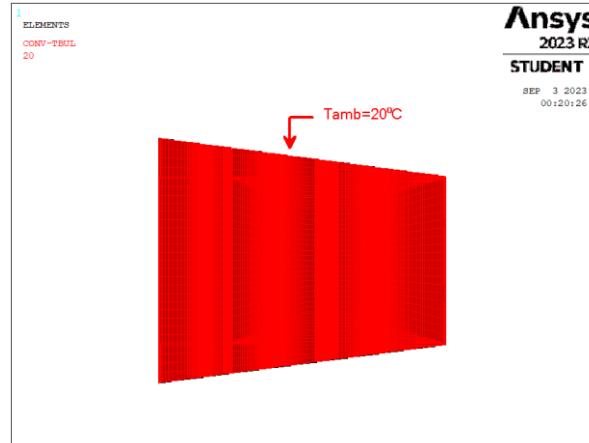
Fonte: Autores, 2023.

Figura 7 Zonas de temperaturas dos gases da combustão admitidas no modelo junto às faces internas do teto e das paredes expostas ao fogo e às altas temperaturas (graus Celsius)



Fonte: Autores, 2023.

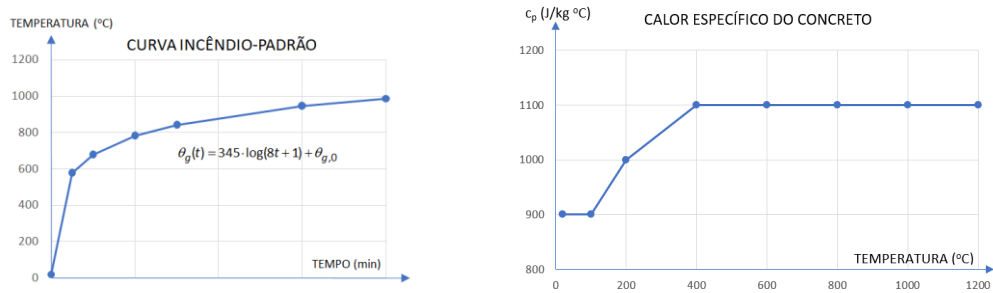
Figura 8 Zona à temperatura ambiente admitida no modelo junto às faces externas da casca de concreto armado (graus Celsius)



Fonte: Autores, 2023.

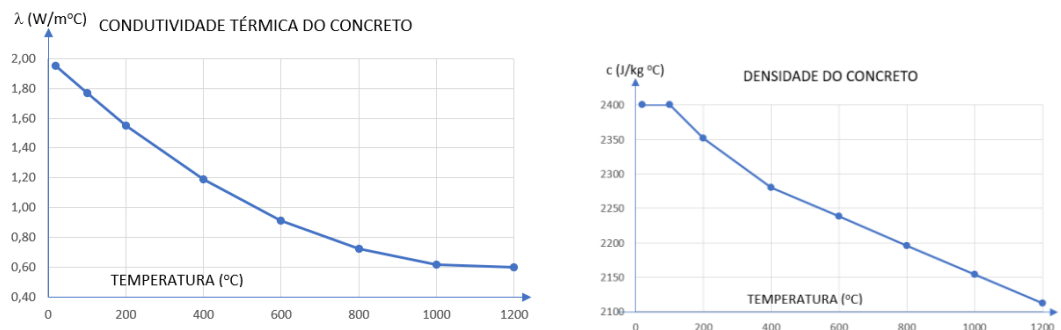
Na análise realizada, foram adotados os seguintes valores: coeficiente de transferência de calor por convecção $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{°C}$, conforme prescrito no Anexo F da ABNT NBR 15200:2012. A variação do calor específico, da condutividade térmica e da densidade do concreto em função da temperatura, de acordo com as Figuras 9 e 10 (Anexo C da ABNT NBR 15200:2012).

Figura 9 Análise térmica transiente não linear (esq.) curva do incêndio padrão (dir.) variação do calor específico do concreto à umidade 0% (seco) em função da temperatura



Fonte: PAPPALARDO et al. (2023).

Figura 10 Análise térmica transiente não linear (esq.) condutividade térmica do concreto em função da temperatura (dir.) densidade do concreto em função da temperatura (ABNT,2012).



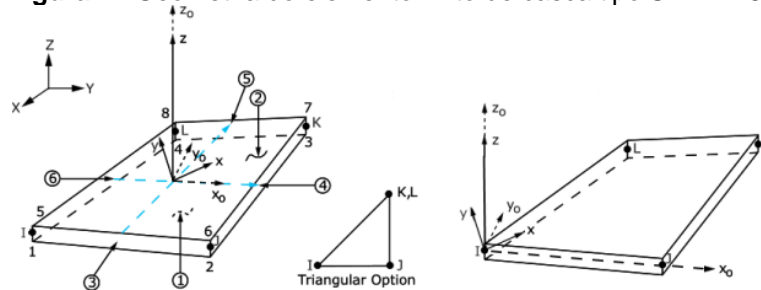
Fonte: PAPPALARDO et al. (2023).

3.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

O modelo estrutural foi desenvolvido no Ansys Mechanical utilizando o elemento SHELL181. Este elemento finito, de casca retangular de 4 nós, é adequado para analisar estruturas de cascas finas a moderadamente espessas para aplicações não lineares (Ansys Mechanical APDL Element Reference, 2013). Não foi considerada a variação da espessura da casca no modelo de elementos finitos, sendo adotada espessura constante igual a 33 cm.

Foi realizada análise estática em regime elástico-linear para a avaliação do comportamento global da estrutura, em termos de deslocamentos e esforços internos produzidos pelos carregamentos devidos ao peso próprio dos elementos estruturais. Não foi considerada a ação do vento na estrutura.

Figura 11 Geometria do elemento finito de casca tipo SHELL181



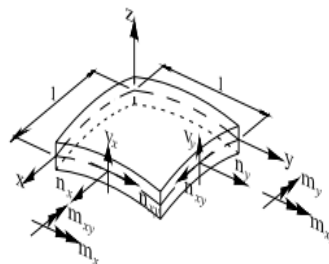
Fonte: ANSYS, 2023.

3.4 MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO

3.4.1 Verificação da armadura pelo Método das Três Camadas

No estudo foram analisados os esforços internos solicitantes do elemento finito de casca correspondente ao PONTO 2C na Abóboda B (Figura 12). Como tem-se momentos fletores nas direções x e y e momento de torção no plano xy , bem como forças normais nas mesmas direções, os elementos de casca são os mais adequados para aplicação do Método das três Camadas (CHEN, 2006). A partir destes esforços (membrana, flexão, cortante e torção) no elemento de casca, aplica-se o Método das Três Camadas para dimensionamento de armaduras da casca de concreto armado.

Figura 12 Esforços internos solicitantes do elemento de casca SHELL181



Fonte: ANSYS, 2023.

Em cascas os modelos baseados em sanduíche diferem quanto a geometria e a modelagem do material. Este método se aplica para prever o elemento quando a carga final é aplicada. Abaixo está o elemento de 3 camadas. Os modelos são formulados como modelo sanduíche de duas ou três camadas.

3.4.2 Combinação última excepcional

Para a verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio, a NBR 15200 (ABNT, 2012) prescreve a Combinação Última Excepcional assumindo-se os seguintes valores para os coeficientes de majoração dos esforços e fatores de combinação $\gamma_{g,fi} = 1,2$, $\gamma_{q,fi} = 1,0$, $\psi_{2, vento} = 0$, $\psi_{2,red} = 0,7$ · $\psi_{2,scu} = 0,7$ · $0,4 = 0,28$ para as ações variáveis com elevada concentração de pessoas (ABNT, 2023, p. 65), tem-se o valor da ação em situação de incêndio:

$$F_{d,fi} = 1,2 \cdot F_{Gk} + 0,7 \cdot \psi_2 \cdot F_{Qk} \quad (5)$$

foram consideradas apenas as ações decorrentes do peso próprio, desta forma:

$$\eta_{fi} = \frac{F_{d,fi}}{F_d} \text{ e } \xi = \frac{F_{Qk}}{F_{Gk}} \text{ tem-se: } \eta_{fi} = \frac{1,2 + 0,7 \cdot \psi_2 \cdot \xi}{1,4 \cdot (1 + \xi)} \approx 0,86 \quad (6)$$

Geralmente, pode-se considerar que a mesma relação seja aplicada ao esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio, dada por:

$$S_{d,fi} = 0,86 \cdot S_d^* \quad (7)$$

sendo S_d^* o valor da solicitação de cálculo à temperatura ambiente, desconsiderando-se a ação das forças de vento (SILVA, 2016). Vale lembrar que em situação de incêndio, a ABNT NBR 15200 (ABNT, 2012) recomenda adotar-se os coeficientes de minoração das resistências do concreto e do aço $\gamma_{m,fi} = \gamma_{c,fi} = \gamma_{s,fi} = 1,0$.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

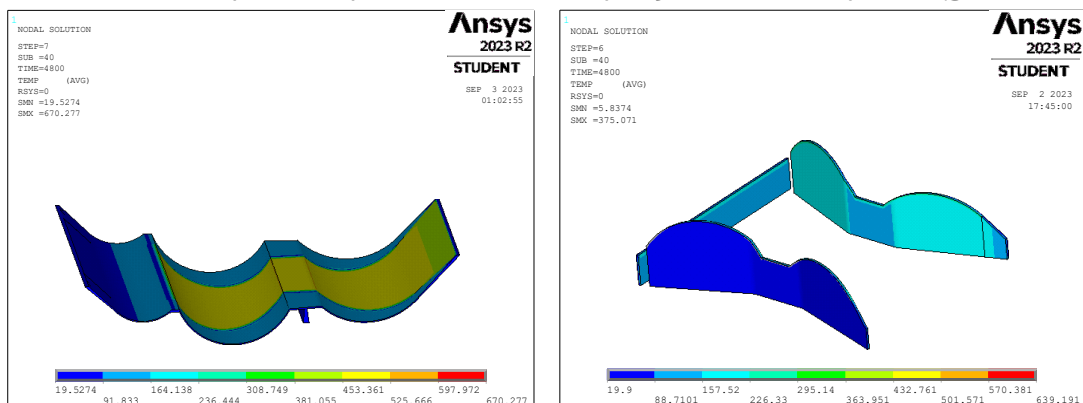
4.1 COLETA DE DADOS DO RELATÓRIO DO IPT

Os ensaios realizados pelo IPT (2014) afirmaram que o radar apontou as áreas das lajes planas apresentaram com maior variação na amplitude das ondas (4dB a 6dB). A região do PONTO 2C registrou variação de 3 a 4 dB, enquanto a região do palco marcou variação de 5 a 6 dB. Nos ensaios a compressão apenas um corpo de prova apresentou valor abaixo do esperado, localizado no canto inferior da abóboda B. Os ensaios de tração indicaram que as barras de aço não perderam resistência e seu valor de tensão de escoamento permaneceu o previsto pela norma para AÇO CA-50. De acordo com os ensaios químicos e mineralógicos o concreto próximo a armadura não teve perda significativa de suas propriedades físicas e mecânicas. Os ensaios de esclerometria indicaram que os concretos ensaiados possuem uniformidade (IPT, 2014).

4.2 ANÁLISE TÉRMICA TRANSIENTE

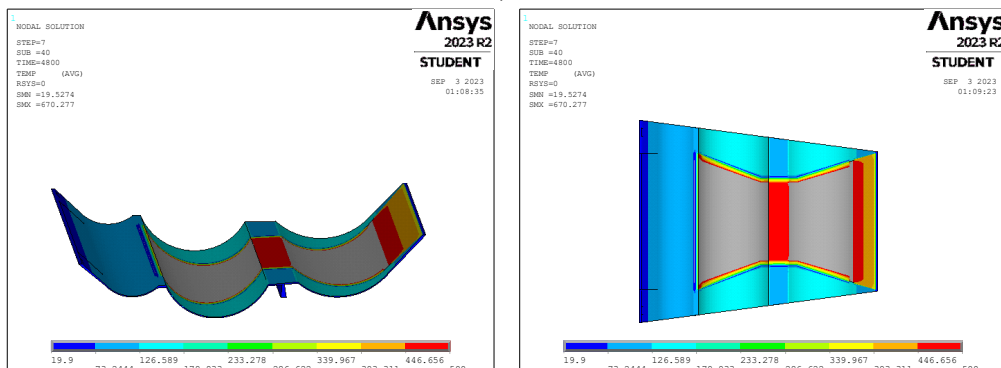
Nas imagens abaixo são apresentados os resultados obtidos nas análises térmicas transientes e a aplicação do Método da Isoterma 500°C. É possível observar na Figura 13 (à esquerda) que a temperatura junto à face inferior da cobertura em casca atingiu o valor 598°C após 80 minutos de incêndio (hipotético). Na Figura 13 (à direita) nota-se que a temperatura nas paredes externas e internas após 80 minutos de incêndio (hipotético) atingiram o valor máximo igual a 226°C. A Figura 14 mostra a região da face inferior cobertura com temperatura acima dos 500°C – representada pela cor cinza – em que se observa que, praticamente, toda a face inferior da casca nos Auditórios A e B atingiram esta marca. A Figura 15 mostra a parte externa da casca, na projeção dos auditórios, atingiu a temperatura cerca de 24°C. Na Figura 16 é possível ver a variação da temperatura ao longo da espessura no PONTO 2C. A partir da aplicação do Método da Isoterma 500°C, observa-se na Figura 17 que camada em cinza representa a parte do concreto que passou de 500°C e foi desprezada.

Figura 13 Campo de temperaturas junto (esq.) à face inferior da casca de concreto (dir.) às faces externa e interna das paredes após 80 minutos de exposição ao incêndio-padrão (graus Celsius)



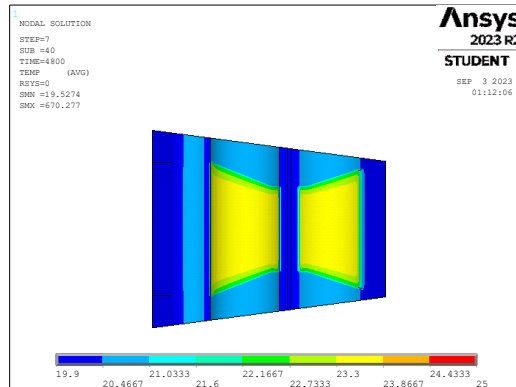
Fonte: Autores, 2023.

Figura 14 Regiões junto à face inferior da casca de concreto com temperaturas acima de 500°C após 80 minutos de exposição ao incêndio-padrão (esq.) vista isométrica (dir.) vista inferior (graus Celsius)



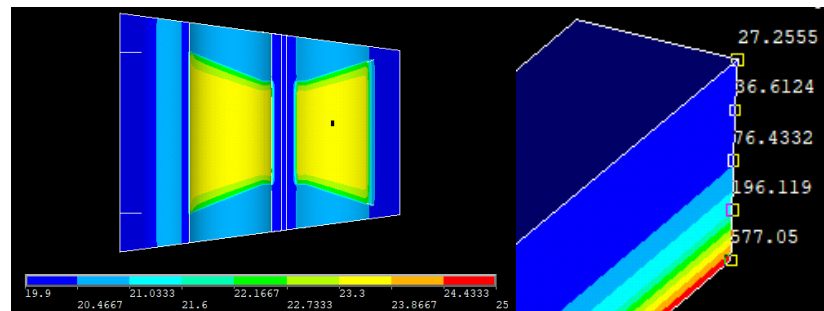
Fonte: Autores, 2023.

Figura 15 Campo de temperaturas junto à face superior da casca de concreto exposta à temperatura ambiente de 20°C



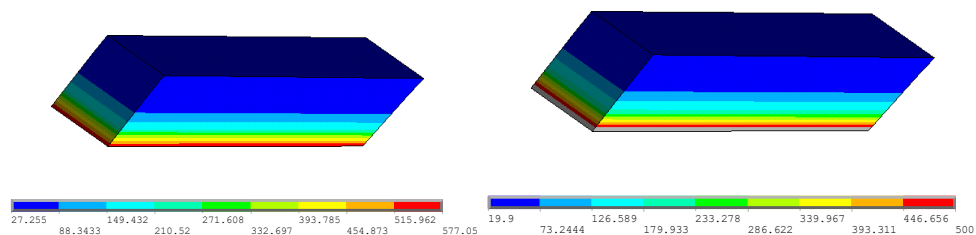
Fonte: Autores, 2023.

Figura 16 Localização do PONTO 2C e temperaturas ao longo da espessura da casca de concreto armado



Fonte: Autores, 2023.

Figura 17 Elementos situados no PONTO 2C (esq.) temperatura após 80 minutos de exposição à curva incêndio-padrão (dir.) região cinza correspondente às temperaturas acima de 500°C

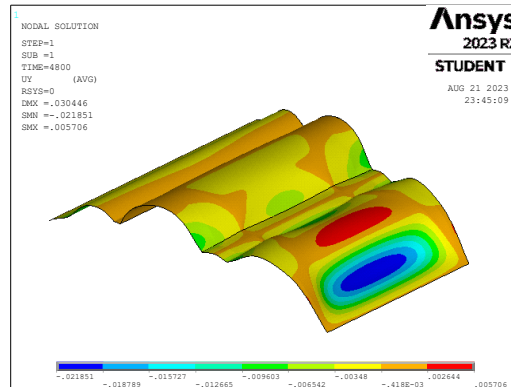


Fonte: Autores, 2023.

4.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

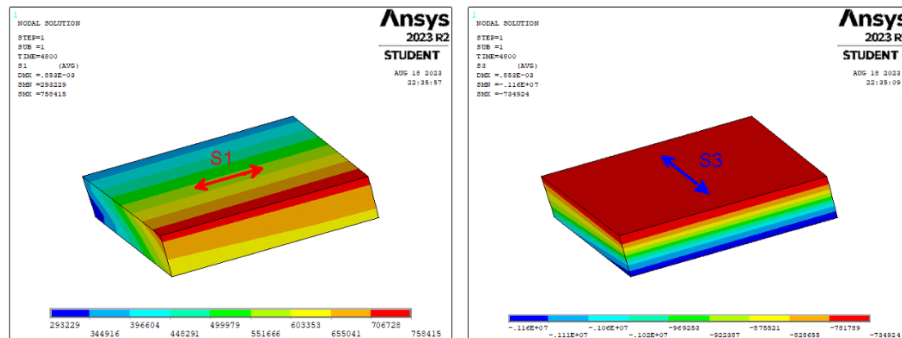
A análise estrutural compreendeu o dimensionamento das armaduras ortogonais junto às faces superior e inferior, a partir dos esforços no elemento finito de casca considerado. As Figuras 18 e 19 apontam o deslocamento vertical dos nós da casca de concreto armado devidos ao peso próprio e as tensões no PONTO 2C, respectivamente. O cálculo foi realizado pelo programa Ansys Mechanical versão 24 Student.

Figura 18 Deslocamento vertical (em metros) devido ao peso próprio da casca de concreto armado: vista isométrica



Fonte: Autores, 2023.

Figura 19 Tensões principais no elemento situado no PONTO 2C (esq.) tensão principal máxima σ_1 e (dir.) tensão principal mínima σ_3 (em Pa).



Fonte: Autores, 2023.

4.4 MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO

Nas imagens abaixo estão os resultados dos cálculos da área de aço na região do PONTO 2C, levando em consideração temperatura ambiente e temperatura de incêndio, assumindo-se os seguintes valores para os esforços solicitantes: $n_{11}=180,27$ kN/m, $n_{22}=-128,93$ kN/m, $n_{12}=0,44$ kN/m, $m_{11}=-5,94$ kN·m/m, $m_{22}=-19,23$ kN·m/m, $m_{12}=-0,02$ kN·m/m, $v_{13}=-0,08$ kN/m e $v_{23}=3,62$ kN/m. Foram adotados os seguintes parâmetros geométricos: $h=0,33$ m, $d_x=0,25$ m, $d_x=0,04$ m, $d_y=0,25$ m, $d_y=0,04$ m e os seguintes limites de resistência ao escoamento $f_{ydx} = f_{ydy} = 500000$ MPa, tanto para a armadura superior quanto para a inferior. De posse dos resultados das análises térmicas e estruturais por elementos finitos, foi aplicado o Método das Três Camadas, prescrito no código modelo CEB-FIP 90 (1993), para o dimensionamento das armaduras da casca de concreto armado para a verificação da segurança estrutural a partir da comparação com as armaduras existentes.

Adotando os esforços calculados por meio da análise estrutural e aplicando-os na equação do Modelo de Três Camadas, foram obtidas as áreas de aço da armadura superior e inferior em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

4.4.1 Temperatura ambiente

O valor de cálculo da resistência ao escoamento dos aços utilizados nas armaduras à temperatura ambiente vale $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500000 / 1,15 = 435000 \text{ kN/m}^2$. Os esforços solicitantes de cálculo, em situação ambiente, são majorados pelo coeficiente 1,4.

4.4.1.1 Armadura superior

$$A_{sx,top} \cdot f_{ydx} = \frac{n_{11}}{2} - \frac{m_{11}}{d} + \frac{v_{11}^2}{2 \tan \alpha_0 \cdot \sqrt{v_{13}^2 + v_{23}^2}} + \frac{1}{\cot \theta_t} \cdot \left[\frac{n_{12}}{2} - \frac{m_{12}}{d} + \frac{v_{13} \cdot v_{23}}{2 \tan \alpha_0 \cdot \sqrt{v_{11}^2 + v_{22}^2}} \right]$$

Nota-se que os esforços cortantes são muito inferiores que os demais esforços. Desta forma, adota-se a expressão simplificada, assumindo-se que as bielas de compressão estejam dispostas a 45° , chega-se à armadura superior na direção x:

$$A_{sx,top} \cdot f_{ydx} = \left(\frac{n_{11} + n_{12}}{2} \right) - \left(\frac{m_{11} + m_{12}}{d} \right) \quad (8)$$

$$A_{sx,top} \cdot 435000 = \left(\frac{180,27 + 0,44}{2} \right) - \left(\frac{-5,94 - 0,02}{0,25} \right)$$

$$A_{sx,top} = 2,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 2,63 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{sx,exist} = 13,33 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}) \text{ OK!}$$

e na direção y:

$$A_{sy,top} \cdot f_{ydy} = \left(\frac{n_{22} + n_{12}}{2} \right) - \left(\frac{m_{22} + m_{12}}{d} \right) \quad (9)$$

$$A_{sy,top} \cdot 435000 = \left(\frac{-128,93 + 0,44}{2} \right) - \left(\frac{-19,23 - 0,02}{0,25} \right)$$

$$A_{sy,top} = 0,29 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{sy,exist} = 13,33 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}) \text{ OK!}$$

4.4.1.2 Armadura inferior

$$A_{sx,bot} \cdot f_{ydx} = \left(\frac{n_{11} + n_{12}}{2} \right) + \left(\frac{m_{11} + m_{12}}{d} \right) \quad (10)$$

$$A_{sx,bot} \cdot 435000 = \left(\frac{180,27 + 0,44}{2} \right) + \left(\frac{-5,94 - 0,02}{0,25} \right)$$

$$A_{sx,bot} = 1,53 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{sx,exist} = 13,33 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}) \text{ OK!}$$

e na direção y:

$$A_{sy,bot} \cdot f_{ydy} = \left(\frac{n_{22} + n_{12}}{2} \right) + \left(\frac{m_{22} + m_{12}}{d} \right) \quad (11)$$

$$A_{sy,bot} \cdot 435000 = \left(\frac{-128,93 + 0,44}{2} \right) + \left(\frac{-19,23 - 0,02}{0,25} \right)$$

$$A_{sy,bot} = 3,25 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 3,25 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{sy,exist} = 13,33 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}) \text{ OK!}$$

4.4.2 Em situação de incêndio

Em situação de incêndio, a NBR 15200 (ABNT, 2012) recomenda adotar para as armaduras inferiores $f_{yd,0} = f_{yk,0} / \gamma_{s,fi} = 0,81 \cdot 500000 / 1,00 = 405000 \text{ kN/m}^2$. As armaduras junto à face superior não sofreram alteração da capacidade resistente, conforme mostra a Figura 20. Em situação de incêndio, os esforços solicitantes de cálculo são ponderados por 0,86, conforme exposto na Seção 3.4.

Figura 20 Gradiente de temperaturas comparado com a deformação do aço em função da temperatura.



Fonte: Autores, 2023.

4.4.2.1 Armadura superior

$$A_{sx,top} \cdot 500000 = 0,86 \cdot \left(\frac{180,27 + 0,44}{2} \right) - 0,86 \cdot \left(\frac{-5,94 - 0,02}{0,25} \right)$$

$$A_{sx,top} = 1,96 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 1,96 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{sx,exist} = 13,33 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}) \text{ OK!}$$

$$A_{sy,top} \cdot 500000 = 0,86 \cdot \left(\frac{-128,93 + 0,44}{2} \right) - 0,86 \cdot \left(\frac{-19,23 - 0,02}{0,25} \right)$$

$$A_{sy,top} = 0,22 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 0,22 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{sy,exist} = 13,33 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 16\text{mm c}/20 \text{ cm}) \text{ OK!}$$

4.4.2.2 Armadura inferior

$$A_{sx,bot} \cdot 405000 = 0,86 \cdot \left(\frac{180,27 + 0,44}{2} \right) + 0,86 \cdot \left(\frac{-5,94 - 0,02}{0,25} \right)$$

$$A_{sx,bot} = 1,41 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{sx,exist} = 13,33 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 16\text{mm c}/20\text{cm}) \text{ OK!}$$

$$A_{sy,bot} \cdot 405000 = 0,86 \cdot \left(\frac{-128,93 + 0,44}{2} \right) + 0,86 \cdot \left(\frac{-19,23 - 0,02}{0,25} \right)$$

$$A_{sy,bot} = 3,00 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{sx,exist} = 13,33 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 16\text{mm c}/20\text{cm}) \text{ OK!}$$

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com o laudo do IPT (2014), o Auditório Simón Bolívar teve regiões com o cobrimento do concreto destacado com armadura exposta, sem armadura exposta, áreas com coloração mais clara e áreas com coloração mais escura. O destacamento do concreto devido ao efeito *spalling* e a mudança de cor do concreto resultam de seu superaquecimento.

Por meio da análise térmica transiente, realizada pelo Método dos Elementos Finitos, pôde-se obter o campo de temperaturas para identificação da temperatura nas armaduras, junto às faces superior e inferior da casca de concreto armado, e nas regiões no concreto com temperaturas acima de 500°C. Com base nos esforços de membrana e de flexão na casca de concreto armado devidos ao peso próprio, obtidos na análise estrutural pelo Método dos Elementos Finitos, utilizou-se o Método das Três Camadas em conjunto com o Método da Isoterma 500°C para a verificação das armaduras calculadas em confronto com as existentes. Foi realizado um estudo comparativo para a verificação da segurança da estrutura à temperatura ambiente e em situação de incêndio, sendo ambas situações atendidas.

Apesar dos resultados obtidos neste artigo serem satisfatórios quanto a segurança estrutural, há muitas limitações e hipóteses adotadas. Uma delas é que o carregamento térmico adotado foi a curva do incêndio padrão, uma vez que não há registros de como o fogo se alastrou e qual foi a temperatura atingida durante o sinistro. Outra hipótese adotada foi que se considerou 100% da curva de incêndio para o teto e 85% para as paredes.

Contudo, espera-se que futuramente as análises térmicas utilizando o Método Isoterma 500°C ou outro método de verificação de segurança estrutural prescrito por normas regulamentadoras em conjunto com análises computacionais avançadas seja mais explorado a fim de aferir a segurança estrutural auxiliando nos laudos periciais.

6 REFERÊNCIAS

- ANSYS. **Ansys Mechanical APDL Element Reference**. Canonsburg: ANSYS Inc., 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto. 4 ed. Rio de Janeiro: ABNT, agosto 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT **NBR 14432**: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2001b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT **NBR 15200**: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- CHEN, R.; DELLA BELLA, J. C. Dimensionamento de Elementos de Superfície de Concreto Armado: Membranas, Placas e Cascas. **Revista IBRACON de Estruturas**, v. 2, n. 3, p. 320-370, 2006.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP90**: Model Code 1990. London, Thomas Telford, 1993.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Brussels: CEN, 2016.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (IPT). **Apoio tecnológico para a recuperação do Auditório Simón Bolívar do Memorial da América Latina**. Relatório Técnico n. 138 633- 205. São Paulo: IPT, 2014.
- KODUR, V. K. R.; HIBNER, D.; AGRAVAL, A. Residual response of reinforced concrete columns exposed to design fires. **Procedia Engineering**, v. 210, p. 574-581, 2017.
- LASKE, A. C.; IBRAHIM, B. L. **Análise do comportamento de aços para estruturas de concreto armado em situação de incêndio**, Paraná: 3º SPPC (3º Simpósio Paranaense de Patologia das Construções, 2018. Disponível em: https://web.archive.org/web/20200321052719id_/http://doi.editoracubo.com.br/10.4322/2526-7248.016
- PAPPALARDO JR., A.; SILVA, V. P.; HELENE, P.; PACHECO, J. **Métodos Numéricos Computacionais para Avaliação do Desabamento do Edifício Wilton Paes de Almeida**. In: 64º Congresso Brasileiro do Concreto. Florianópolis: IBRACON, 2023.
- SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**: conforme ABNT NBR 15200:2012. São Paulo: BLÜCHER, 2016.

Contatos: victor.basseti@hotmail.com alfonsopappalardo@mackenzie.br
