



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
ESCOLA POLITÉCNICA
Curso de Engenharia Civil
Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas



**ANÁLISE DE REFORÇO ESTRUTURAL DE PILAR MISTO TUBULAR
PREENCHIDO COM CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

JOÃO FLÁVIO BRAZ MACHADO

Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

Eduardo de Miranda Batista (Orientador)
Professor Associado, D.Sc., EP/UFRJ

Alexandre Landesmann (Co-orientador)
Professor Adjunto, D.Sc., FAU/UFRJ

Sérgio Hampshire de Carvalho Santos
Professor Associado, D.Sc., EP/UFRJ

Novembro / 2010

Agradecimentos

A Deus que me proporcionou a determinação necessária para chegar até aqui.

A minha avó Zulmira que me forneceu um modelo de vida a ser seguido.

A minha mãe Estela pelo apoio e investimento. Sou grato a você pelo esforço que fez para que eu chegasse até aqui.

A minha querida esposa, Silvana, que me auxiliou na elaboração e correção deste projeto, e me apoiou em todos os momentos em que eu fiquei desmotivado.

Ao meu orientador, Professor Eduardo de Miranda Batista, pela competência, abnegação e aconselhamento – minha sincera gratidão.

Ao Professor Alexandre Landesman, pela valiosa co-orientação, pelo importante estímulo nas diversas etapas do desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, sempre com uma pré-disposição inigualável, e por ter sido ao longo desta etapa um grande amigo.

A professora Paula Farenzena Viero pela valiosa orientação acadêmica, pelas palavras de aconselhamento e simpatia ao longo do curso.

Ao Professor Sérgio Hampshire de Carvalho Santos, pela constante atenção, incentivo, apoio e amizade.

A Professora Cláudia Ribeiro Éboli, pelo apoio, carinho e compreensão demonstrados durante muitas etapas do curso.

Ao doutorando do PEC-COPPE/UFRJ Júlio César Silva, pelo auxílio às dúvidas que tive ao confeccionar este trabalho.

A todos meus colegas de trabalho do Corpo de Bombeiros da Ilha do Governador, em especial, aos meus Comandantes: Coronel Lucente e Tenente Coronel Amaury pelo constante incentivo, compreensão, conselhos e amizade no decorrer desta jornada.

A todos meus colegas da ênfase em estruturas, especialmente, Kelliton Vasconcelos, Júlio Pacher, Helena Fidélis e Telmo Rezende, pela amizade, companheirismo e diversas colaborações neste período de convivência.

À UFRJ, em particular, ao Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, representado por todos seus Professores e Funcionários, o meu sincero agradecimento.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Análise de Reforço Estrutural de Pilar Misto Tubular Preenchido com Concreto em
Situação de Incêndio

João Flávio Braz Machado

Novembro/2010

Orientadores: Eduardo de Miranda Batista, Alexandre Landesmann.

Curso: Engenharia Civil

O dimensionamento de pilares mistos é uma atividade comum na rotina dos engenheiros de estruturas. Porém, no que tange a analisar estes elementos a situações de incêndio, propriamente dito, o assunto passa a ser um tanto quanto diferente no cenário da engenharia civil brasileira. O enfoque deste trabalho é avaliar para um tempo de resistência ao fogo, determinado com o auxílio da NBR 14432 (2001), se a estrutura de um pilar misto da futura Biblioteca Unificada do Centro de Tecnologia da UFRJ, suportará a um incêndio com temperaturas próximas a 1000°C.

Para tanto, foi utilizado o programa SAFIR da Universidade de Liège da Bélgica para a análise térmica da estrutura, sendo os dados de saída do programa trabalhados por uma planilha, que teve seus dados interpolados e tratados segundo a NBR 14323 (2003). Como resultado a planilha fornece a resistência de cada um dos materiais contidos no pilar misto, que foram ilustrados em um gráfico. Com isto, foi feita a análise da redução da resistência dos materiais ao longo do tempo encontrado.

Palavras-chave: Pilar Misto. Incêndio. Reforço Estrutural.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for degree of Engineer.

Analysis of Structural Reinforcement Pillar Tubular Mixed Concrete Filled with Fire Situation

João Flávio Braz Machado

November/2010

Advisors: Eduardo de Miranda Batista, Alexandre Landesmann.

Course: Civil Engineering

The design of composite columns is a common activity in the routine of structural engineers. But when it comes to analyzing these factors in fire situations, strictly speaking, the matter becomes somewhat different scenario in the Brazilian civil engineering. The focus of this study is to evaluate to a time of fire resistance, determined with the aid of NBR 14432 (2001), if the structure of a pillar of the future Joint Unified Library Technology Center of UFRJ, will support a fire with temperatures close to 1000°C

For this, we used the SAFIR program at the University of Liege in Belgium for the thermal analysis of the structure, the output data from a spreadsheet program worked, which had its interpolated data and processed according to NBR 14323 (2003). As a result of the spreadsheet provides the strength of each pillar in the mixed materials, which were illustrated in a chart. With this, the analysis was done to reduce the strength of the materials found over time.

Keywords: Joint Pilar. Fire. Structural Reinforcement.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO	9
1.1 Motivação	9
1.2 Importância da análise estrutural no contexto de um incêndio.....	11
1.3 Objetivos específicos e justificativas.....	16
1.4 Descrição do trabalho	17
CAPÍTULO 2: METODOLOGIA	18
2.1 Materiais de proteção térmica.....	22
2.1.1 Tipos de materiais.....	22
2.2 Propriedades térmicas dos materiais sob altas temperaturas	24
2.2.1 Condutividade térmica.....	24
2.2.2 Calor específico	25
2.2.3 Massa específica.....	27
2.3 Comportamento mecânico dos materiais sob altas temperaturas:	27
2.3.1 Degradação das propriedades mecânicas dos materiais	27
2.3.2 Alongamento específico	33
CAPÍTULO 3: ESTUDO DE CASO E RESULTADOS	34
3.1 Determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo	36
3.1.1 Determinação da altura da edificação.....	36
3.1.2 Consulta das tabelas A1 e B1 dos anexos A e B da NBR 14432 (2001)....	36
3.2 Resultados numéricos	37
3.2.1 Identificação e descrição da seção transversal.....	37
3.2.2 Temperatura	38
3.2.3 Variação da resistência	47
CAPÍTULO 4: CONCLUSÕES E SUGESTÕES	48
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	50
ANEXOS.....	55

Lista de símbolos:

Letras romanas

- A_m área da seção-transversal material de proteção térmica
- c_a calor específico do aço
- c_c calor específico do concreto
- c_m calor específico do material de proteção contra incêndio
- E módulo de elasticidade tangente inicial do aço à temperatura ambiente
- E_{cn} módulo de elasticidade secante inicial no limite de resistência à compressão do concreto de densidade normal à temperatura ambiente
- $E_{cn,\theta}$ módulo de elasticidade secante inicial no limite de resistência à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada
- E_θ módulo de elasticidade tangente inicial do aço laminado a quente em temperatura elevada
- f_{ckn} resistência característica à compressão do concreto de densidade normal a 20°C
- $f_{ckn,\theta}$ resistência característica à compressão do concreto de densidade normal a uma temperatura θ_c
- f_y resistência ao escoamento à temperatura ambiente dos aços laminados
- f_p limite de proporcionalidade entre as tensões e as deformações
- f_u resistência a ruptura do aço à temperatura ambiente
- $f_{y,\theta}$ resistência ao escoamento dos aços laminados em temperatura elevada
- ℓ comprimento do elemento em situação de incêndio
- T_a temperatura do aço
- T_c temperatura do concreto

Letras gregas:

λ_a condutividade térmica do aço

λ_{cn} condutividade térmica do concreto de densidade normal

λ_m condutividade térmica do material de proteção contra incêndio

$\kappa_{cn,\theta}$ fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$\kappa_{Ecn,\theta}$ fator de redução para o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$\kappa_{y,\theta}$ fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$\kappa_{E,\theta}$ fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

ρ_a massa específica do aço

ρ_{cn} massa específica do concreto de densidade normal

ρ_m massa específica do material de proteção

θ_c temperatura do ambiente em um dado instante

θ_0 temperatura do ambiente antes do início do aquecimento

θ_a temperatura do aço

θ_{max} temperatura máxima dada pela fase de aquecimento

1. Introdução

1.1 Motivação

O fogo sempre fascinou o Homem, quer pela sua utilidade, quer pelo seu alto poder de destruição. O seu domínio, que ocorreu há 500.000 anos, foi provavelmente a primeira transformação química que a espécie humana aprendeu a utilizar para facilitar seu dia-a-dia. Sem o fogo, a civilização seria radicalmente diferente, provavelmente, nem mesmo existiria. Contudo, mesmo com sua contribuição no desenvolvimento de nossa sociedade, as perdas humanas e os prejuízos materiais, originados por incêndios fora de controle, têm ressaltado ao longo da História a importância da consideração da segurança contra incêndio nos projetos de engenharia civil.

Infelizmente, o tema: “segurança contra incêndios”, somente recebe a merecida atenção após sérios e fatais acidentes, como por exemplo: a) O histórico Grande Incêndio de Londres ocorrido no ano de 1666; b) A tragédia do edifício Andraus, em 24 de Fevereiro de 1972; c) O sinistro incêndio que ocorreu no Edifício Joelma, em 1º de Fevereiro de 1974, onde morreram, respectivamente, 16 e 189 pessoas; d) O incêndio do Edifício Andorinhas no Centro do Rio de Janeiro, ocorrido em Fevereiro de 1986, onde 20 pessoas morreram e 50 ficaram feridas, citando-se ainda o recente ataque às torres gêmeas do *World Trade Center*, ocorrido em 11 de Setembro de 2001, na cidade de Nova Iorque nos Estados Unidos.

A utilização de estruturas mistas aço-concreto como partido estrutural, no âmbito industrial, comercial, ou mesmo residencial, deve-se a diversas vantagens destes materiais em relação aos demais materiais empregados na construção civil, podendo-se destacar: a) Velocidade e facilidade na montagem de estruturas; b) Vantagens nas fundações devido ao baixo peso próprio das estruturas; c) Relativo baixo custo em

função de sua elevada resistência estrutural. Contudo, as estruturas de aço ainda são tratadas com uma particular e injustificada desconfiança em relação ao seu desempenho em situações de incêndio. Tal fato fundamenta-se na vulnerabilidade deste material, sob condições de temperaturas elevadas. Neste caso, o aço apresenta deformação considerável e gradual de suas propriedades de resistência e rigidez, as quais precisam ser cuidadosamente consideradas nas análises de estruturas sob fogo.

Importantes pesquisas experimentais, numéricas e analíticas, conduzidas nos últimos anos sobre o comportamento de estruturas sob condições de incêndio, têm possibilitado o desenvolvimento de avaliações de segurança estruturais cada vez mais sofisticadas sobre o “real” desempenho de edifícios sob fogo. Com base nas conclusões extraídas destes estudos, afirma-se que as estruturas de aço, por exemplo, podem ser dimensionadas para resistirem a qualquer nível de resistência ao fogo (STOLLARD e JOHNSTON, 1994).

A solução comumente adotada na prática de projetos de engenharia para a consideração de ações relacionadas a incêndios em edificações resume-se na especificação de uma determinada quantidade de material de revestimento e proteção térmica, a ser aplicada nos principais elementos estruturais potencialmente atingidos pelo fogo.

Entretanto, o uso indiscriminado dessa solução técnica normalmente resulta em uma descaracterização dos principais benefícios trazidos pelos materiais empregados no partido estrutural. Nestes casos, mesmo que os principais objetivos previstos pelo projeto de segurança contra incêndio — minimização de perdas humanas e materiais — tenham sido atingidos, deixa de existir uma harmonização entre as demais características previstas para a edificação, tais como: funcionais, estéticas e econômicas.

Para tanto, torna-se imprescindível verificar a resistência das estruturas mistas em situação de incêndio, com o objetivo de evitar um possível colapso estrutural. Desta maneira a segurança dos usuários da edificação é garantida e os prejuízos são minimizados.

1.2 Importância da análise estrutural no contexto de um incêndio

Incêndios reais desenvolvem-se e decaem de acordo com o balanço de massa e energia contidos num determinado compartimento afetado pelo fogo. A energia liberada depende, além da quantidade e do tipo de elemento combustível disponível, das condições de ventilação. Em outras palavras, descreve-se o “triângulo do fogo”, que é caracterizado pela composição de três elementos fundamentais e essenciais para que se mantenham as condições de incêndio, que são: material oxidável (combustível), material oxidante (comburente) e fonte de ignição (calor). A remoção de qualquer um destes componentes acarreta na extinção do fogo, conforme mostrado na Figura 1.1.



Figura 1.1: Triângulo do fogo.

De um modo geral, incêndios naturais podem ser representados por três fases distintas, definidas como: crescimento, desenvolvimento e decaimento, conforme ilustrado na Figura 1.2.

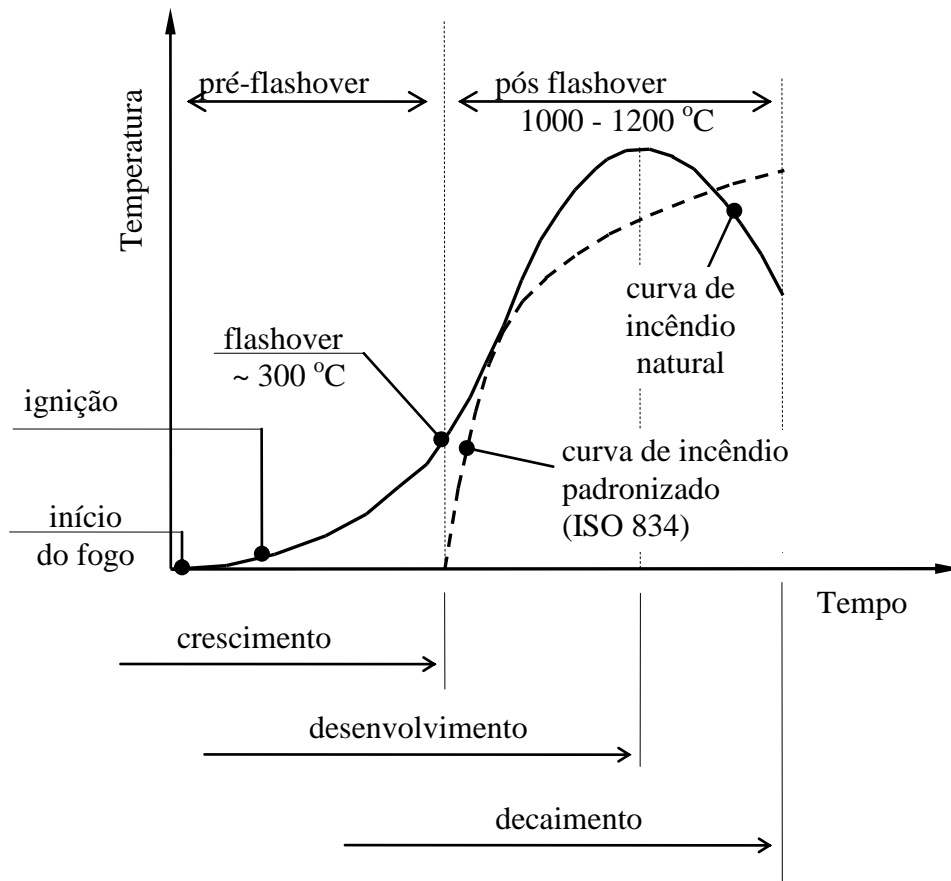


Figura 1.2: Fases de um incêndio natural, comparadas com curva padronizada temperatura-tempo.

Na primeira fase de um incêndio natural, ou “fase de crescimento”, inicia-se o processo de queima parcial dos materiais combustíveis, ocasionando a produção de fumaça e de pequenas quantidades de calor. Nesta fase, a temperatura ambiente aumenta progressivamente até que se atinja um valor característico de temperatura, denominado como “flashover”. Este instante, associado a uma temperatura aproximada de 300°C, define o ponto onde todos os materiais orgânicos entram em processo de combustão espontânea, sendo, a partir deste momento, inviável o combate ao incêndio quer pela atuação de sistemas automáticos de extinção, quer pela ação de equipes do Corpo de Bombeiros. Após o término da queima de todos os materiais combustíveis disponíveis, que delimita a fase de crescimento (Fig. 1.2), a temperatura no ambiente atinge seu valor

máximo, entre 1000 e 1200°C, começando a decair progressivamente. A partir deste ponto, tem-se então o início do estágio de arrefecimento, ou fase de decaimento, também denominada de zona “pós-flashover”.

Durante a fase de crescimento, ou zona “pré-flashover” (Fig. 1.2), quando o incêndio ainda se encontra em um estágio bastante prematuro de seu desenvolvimento, sistemas ativos de combate a incêndio podem funcionar eficientemente na prevenção da ignição. Nestes casos, a utilização de sistemas de extinção automática, como por exemplo, rede de chuveiros automáticos do tipo “sprinklers”, além de auxiliar na extinção e limitação da propagação do fogo, contribuem substancialmente para a redução dos níveis de fumaça e de temperatura nos compartimentos afetados.

Por sua vez, a provisão de detectores automáticos de fumaça, chama e calor possibilita uma rápida comunicação aos ocupantes da edificação sobre a ocorrência de processos de ignição, maximizando assim o tempo de fuga. Além disso, viabilizam uma pronta intervenção das equipes de combate a incêndio, reduzindo-se consideravelmente a possibilidade de se atingir o ponto de “flashover”.

Alternativamente à utilização de sistemas ativos de combate ao fogo, como por exemplo, sistemas de detecção e extinção automáticos, uma seleção cuidadosa dos materiais a serem adotados na composição de fechamentos e acabamentos da edificação — na medida do possível antiinflamáveis — possibilita uma redução significativa dos riscos de ignição e de propagação do fogo. Além disso, os materiais empregados podem ser selecionados de modo a gerar quantidades mínimas de fumaça, assegurando boa visibilidade para escape dos ocupantes, minimizando assim risco de asfixia – principal causa de morte em incêndios. O armazenamento seguro de materiais inflamáveis, adequada manutenção das instalações elétricas, disposição suficiente de equipamentos de combate ao fogo, apropriada utilização de portas corta-fogo, além do constante

treinamento dos ocupantes, são alguns dos exemplos imprescindíveis na redução do risco de ignição.

As considerações anteriormente mencionadas, de prevenção contra ignição e de controle da propagação, fazem parte de um conjunto de medidas de segurança contra fogo, disponíveis para o projetista, para que os objetivos principais da Engenharia de Incêndio possam ser atingidos. Assim, apresenta-se esquematicamente na Figura 1.3, um resumo das principais alternativas comumente adotadas na segurança contra incêndio de edificações.

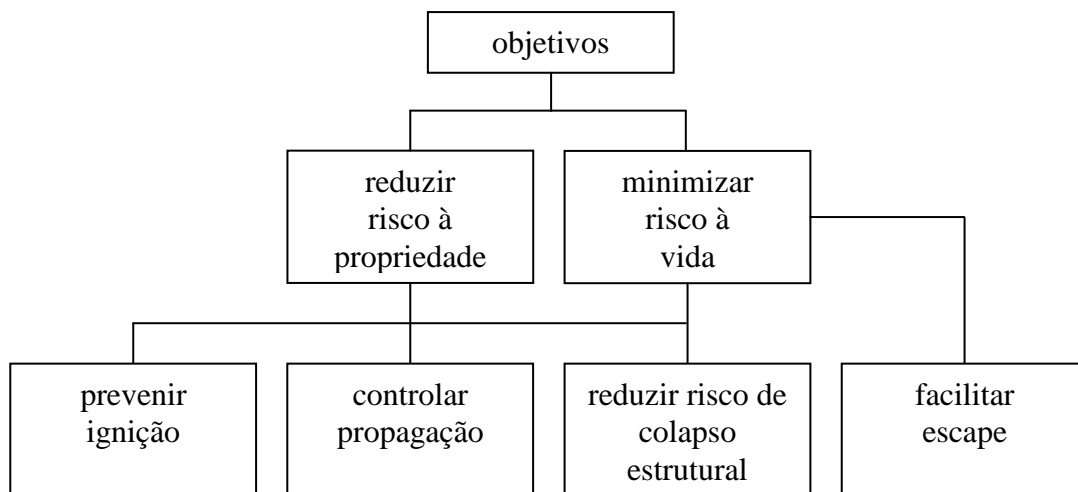


Figura 1.3: Medidas de segurança contra incêndio em edificações.

Observa-se na Figura 1.3 que aparte das medidas comuns aos objetivos estabelecidos, a facilidade de fuga, prioriza exclusivamente a minimização de perdas humanas. Tal medida, que é notoriamente reconhecida como o mais eficiente meio de redução de fatalidades, está intimamente relacionada com a habilidade dos ocupantes encontrarem rapidamente as rotas de fuga. Contudo, o comportamento humano em condições de incêndio indica que a resposta para tais situações de perigo é bastante lenta. Deste modo, ressalta-se, além da necessidade de constantes treinamentos e de

liberação de fumaça e calor para a atmosfera, a efetiva garantia de que as estruturas apresentem condições mínimas de resistência ao fogo, possibilitando assim o escape seguro de todos os ocupantes.

A suposição de que um incêndio natural possa atingir condições de perda de controle (“flashover”), antes da atuação dos sistemas de combate a incêndio e de brigadas de incêndio, eleva consideravelmente o risco de colapso estrutural. Neste cenário, a minimização dos riscos associados ao colapso, somente pode ser alcançada através da conciliação entre sistemas de compartimentalização e de adequadas avaliações de resistência estrutural.

A adoção de sistemas de proteção passiva na prevenção do colapso estrutural, normalmente caracterizados pela aplicação de materiais de revestimento térmico em estruturas de aço e de madeira, é considerada por alguns autores, bastante ineficaz na redução de fatalidades e de perdas materiais. Isto se deve ao elevado nível de temperaturas desenvolvido após a fase de “flashover”, bastante superiores àquelas necessárias para se evitar a possibilidade de perdas materiais e humanas. Além disso, deve-se ter em mente a necessidade de constante manutenção dos materiais de proteção passiva, assegurando deste modo sua eficácia.

O desempenho de elementos estruturais sujeitos ao fogo é apresentado em termos de sua resistência ao incêndio, que é o período de tempo de exposição ao fogo em teste padronizado, no qual se observa a falha estrutural. Assim, o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) de um elemento isolado, normalmente especificado por códigos normativos, é designado em função do desempenho estrutural obtido por ensaios laboratoriais (estufas e fornos). O TRRF é normalmente expresso em múltiplos de 30 minutos, como por exemplo: 30, 60 e 90, conforme estabelece a NBR 14432 (2001). Neste procedimento de teste, o processo de aquecimento é controlado de acordo

com uma curva padronizada de temperatura *versus* tempo estabelecida internacionalmente e referenciada pela ISO 834-1 (1999) que foi incluída em: EC-1/Parte-1, 2001; e NBR 14432 (2001). Tal curva, também ilustrada na Figura 1.2, é caracterizada pelo aquecimento contínuo do ambiente em função do tempo de incêndio transcorrido, mantendo-se, contudo, uma taxa de aquecimento decrescente. Os resultados obtidos pela utilização da curva ISO 834-1 (1999) permitem uma avaliação padronizada, sobre a severidade do fogo sobre um dado componente estrutural.

Partindo-se do princípio que significativos níveis de resistência ao fogo podem ser atingidos, mesmo para estruturas desprovidas de qualquer tipo de material de proteção contra incêndio, a utilização de métodos avançados de análise térmica e estrutural para estruturas de aço sob condições de incêndio, como os desenvolvidos em (LANDESMAN, 2003) tem possibilitado o atendimento dos requisitos de resistência ao fogo de um modo mais preciso do que aqueles tradicionalmente previstos pelas especificações simplificadas estabelecidas em normas. Além disso, permitem ao projetista a especificação mais racional do uso de materiais de proteção passiva contra incêndio, quando necessários. Contudo, deve-se ter em mente que a combinação de sistemas ativos de proteção, baseados no conceito de monitoramento e extinção, aliados a análises estruturais, proporcionam uma substancial redução nos requisitos de resistência ao fogo (TRRF), como será visto mais adiante.

1.3 Objetivos específicos e justificativas

O presente Trabalho não possui o intuito de avaliar e fiscalizar os meios de proteção ativa, dos quais o Corpo de Bombeiros Militar do Estado do Rio de Janeiro (CBMERJ) promove sua fiscalização através dos Decretos-Lei nº 247 de 21 de julho de

1975 e nº 897, de 21 de setembro de 1976, que deram origem ao Código de Segurança Contra Incêndio e Pânico (CoSCIP). O presente aluno de graduação possui oito anos de serviços prestados ao CBMERJ, e é atualmente fiscalizador das medidas adotadas no CoSCIP. Este texto tem como principal objetivo examinar a variação de resistência em função do tempo de um pilar misto da biblioteca a ser construída no Bloco A do Centro de Tecnologia da UFRJ. Tal pilar foi construído originalmente em concreto armado, será reforçado (revestido) com aço, vermiculita e pintura intumescente, sendo então submetido à análise de desempenho estrutural em situação de incêndio. Pretende-se verificar neste trabalho se o elemento estrutural, com a proteção recebida, apresenta resistência necessária para no caso de incêndio real suportar a elevação térmica a que estará sendo submetido, haja vista que a Universidade como um todo dispõe de poucos e falhos mecanismos de proteção ativa contra incêndio.

Neste contexto, embasado pelos diversos ramos de investigação da Engenharia de incêndio, procura-se demonstrar no presente Trabalho Final de Graduação o desenvolvimento de uma metodologia de cálculo numérico e analítico de estruturas mistas sob condições de incêndio, mantendo-se uma integração harmoniosa entre as possíveis soluções de engenharia visando, sobretudo, a redução dos perigos associados a incêndios fora de controle para as pessoas e a propriedade. A contribuição da análise estrutural no contexto da engenharia em situação de incêndios é tratada mais a seguir.

1.4 Descrição do trabalho

Inicialmente, o primeiro capítulo faz um resumo sobre o conteúdo deste trabalho e descreve sua motivação, objetivos específicos, justificativas e sua importância frente à análise estrutural.

No capítulo dois será introduzida a metodologia contida nas normas brasileiras aplicáveis, e em diversas bibliografias específicas sobre o tema, da qual será utilizada para a análise do problema sugerido, apresentado posteriormente.

O capítulo três consiste em descrever o modelo numérico adotado, para aplicação dos conceitos explanados anteriormente através do estudo de caso, ora apresentado por meio de dados, gráficos, figuras, e também com a apresentação dos resultados obtidos através da análise efetuada pelos programas pertinentes, com a inserção dos respectivos comentários.

Com base nestes resultados, foi possível tirar conclusões no capítulo 4, sobre os critérios de análise e de verificação utilizados nas normas brasileiras a fim de se avaliar o comportamento da estrutura em função das variáveis utilizadas.

2. Metodologia

A primeira etapa do processo de análise de estruturas em condições de incêndio consiste na determinação da variação do campo de temperaturas dos elementos expostos ao fogo, em função do tempo decorrido de incêndio, conforme visto na figura 1.2.

Os procedimentos de análise térmica verificados neste trabalho assumem que a taxa de aquecimento do ambiente, ou seja, a razão de elevação de temperatura para um

dados do compartimento incendiado é determinada a partir de relações ‘temperatura *versus* tempo’. Tal metodologia possibilita a consideração de qualquer tipo de curva de aquecimento, quer aquelas padronizadas, previstas pela normalização vigente, tais como a ISO 834-1 (1999) e a EC-1/Parte-2, 2002 quer curvas específicas definidas para casos não convencionais de aquecimento.

O procedimento numérico desenvolvido é composto por duas etapas fundamentais: análise térmica e análise estrutural, que se interligam conforme ilustrado pelo fluxograma da Figura 2.1.

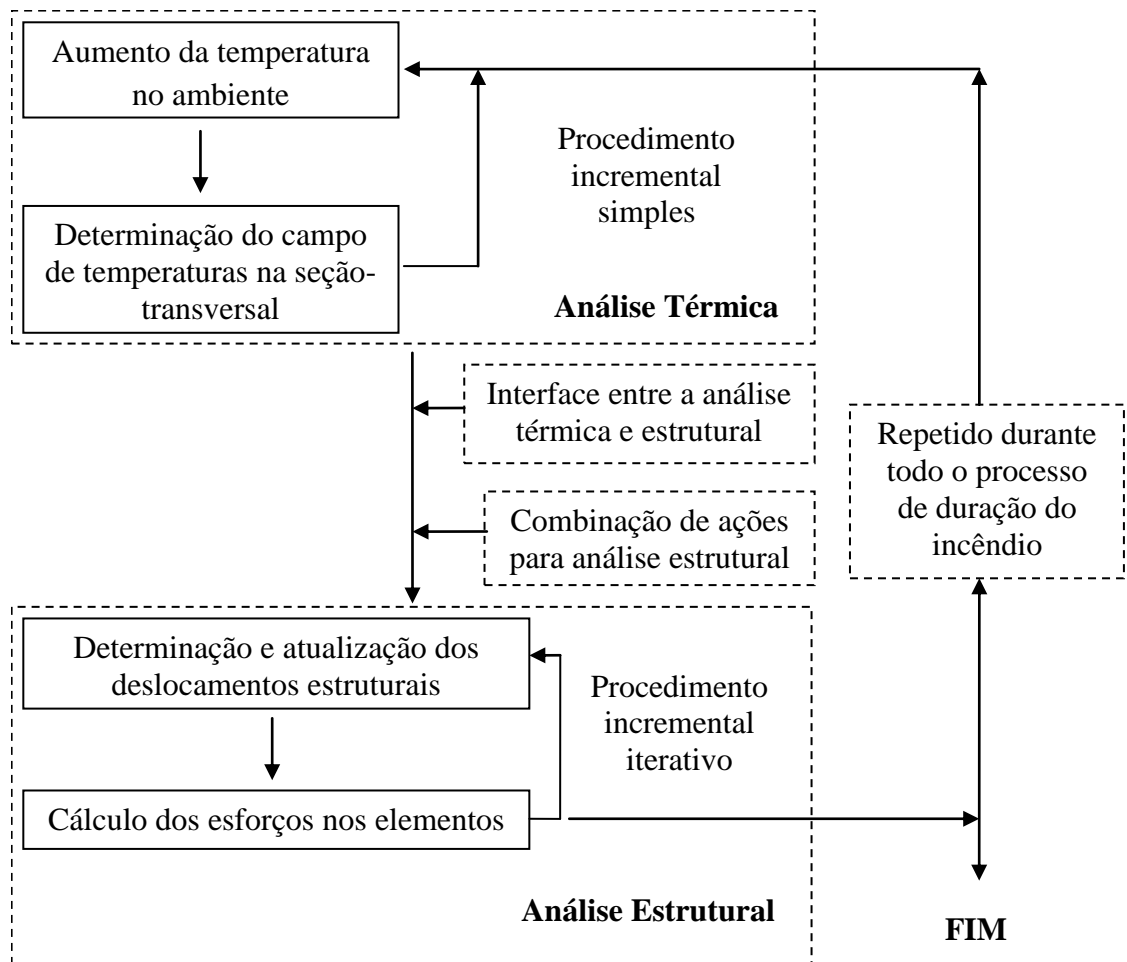


Figura 2.1: Principais etapas seguidas pelo procedimento desenvolvido.

A primeira fase do processo de análise de estruturas em condições de fogo é caracterizada pela determinação do campo de temperaturas ao longo da seção

transversal das estruturas afetadas pelo incêndio. Nesta etapa, a resposta térmica é determinada, para cada instante estabelecido do incêndio postulado, através de procedimento numérico de cálculo de transferência de calor, que permite a consideração da variação das propriedades térmicas e mecânicas dos materiais constituintes da seção em função do aumento de temperatura, implementados segundo a formulação dos métodos dos elementos finitos.

A partir do resultado de variação da temperatura da estrutura, obtido pelo modelo de análise térmica, procede-se à análise estrutural para condições de incêndio, ou seja, são determinadas as propriedades equivalentes das seções aquecidas, redução gradual da resistência plástica das seções e esforços de engastamento perfeito, estabelecendo-se assim uma conexão entre as análises térmica e estrutural. Uma vez que o campo de temperatura e sua influência no cálculo estrutural foram estabelecidos, a etapa que se segue consiste na análise global das estruturas sob fogo.

As curvas de incêndio-padrão são idealizadas para ensaios experimentais de elementos submetidos a altas temperaturas. Sua formulação não leva em consideração nenhuma característica da compartimentação e, portanto, não possui nenhuma correlação com o incêndio real. Diversas normas internacionais, como o EC-1/Parte 1.2, 2002 e as normas nacionais, como a NBR 14323 (2003), permitem a substituição da análise da estrutura sujeita ao incêndio real por um tempo de exposição de referência à curva de incêndio-padrão. Este tempo de referência, que é o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), representa a confiabilidade da sociedade nos mecanismos de detecção e debelação do incêndio (VARGAS, 2003).

A curva proposta pela International Organization for Standardization, ISO 834 (1999), é adotada pela NBR 14323 (2003) para incêndios provenientes da queima de material celulósico, sendo expressa da seguinte forma:

$$T_g(t) = T_0 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) \quad (2.1)$$

Outras curvas-padrão são propostas para incêndios com graus de severidade distintos da ISO 834, como as curvas de incêndio para materiais derivados de hidrocarbonetos:

$$T_g(t) = T_0 + 1080 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167t} - 0.675 \cdot e^{-2.5t}) \quad (2.2)$$

A figura abaixo ilustra as curvas de temperatura descritas pelas equações 2.1 e 2.2:

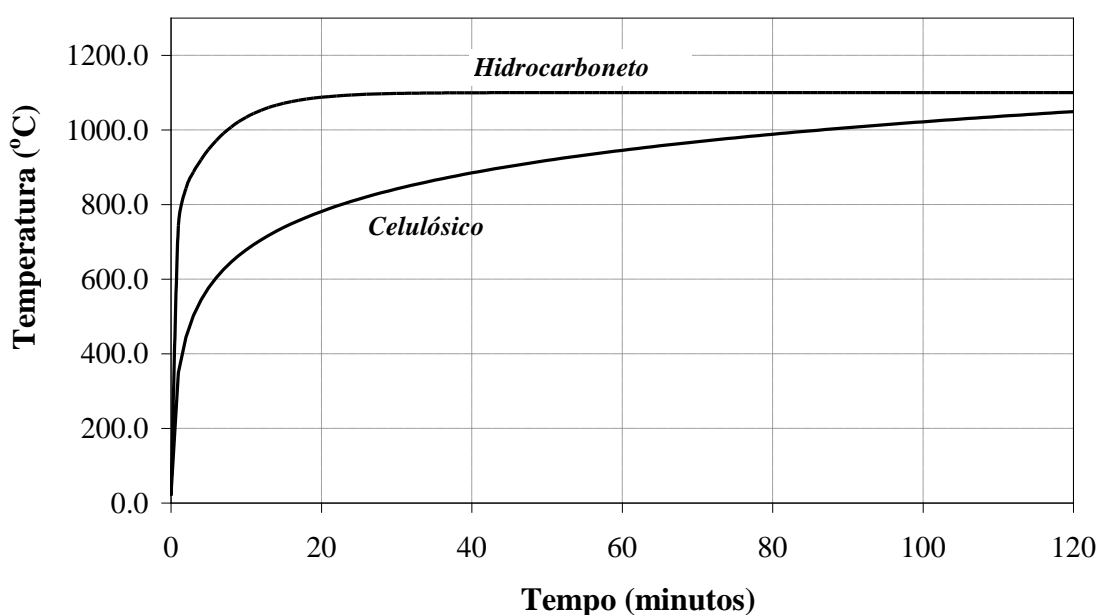


Figura 2.2: Curvas Padrão de incêndio.

Enquanto a curva de aquecimento de materiais celulósicos possui crescimento suave, o incêndio descrito pela curva de hidrocarbonetos rapidamente alcança altas temperaturas, representando com maior fidelidade a combustão deste material.

A curva temperatura *versus* tempo descrita pelos modelos de incêndio-padrão possuem comportamento não-decrescente. Alternativamente a este modelo, as curvas de incêndio natural possuem um trecho ascendente e outro descendente, caracterizando as duas fases pós-*flashover* do incêndio. A equação paramétrica para a fase de aquecimento, proposta pelo EC1 Parte 1.2, 2002 é apresentada abaixo:

$$T_g = T_0 + 1325 \cdot \left(-0.324 \cdot e^{-0.2t^*} - 0.204 \cdot e^{-1.7t^*} - 0.472 \cdot e^{-19t^*} \right) \quad (2.3)$$

2.1 Materiais de proteção térmica

A solução mais frequentemente empregada, para evitar o aumento excessivo da temperatura das estruturas de aço em situação de incêndio, é revesti-las com meio de materiais de proteção térmica.

Em termos gerais, os materiais de proteção térmica devem apresentar:

- i. Baixa massa específica aparente;
- ii. Baixa condutividade térmica;
- iii. Alto calor específico;
- iv. Adequada resistência mecânica (quando expostos a impactos);
- v. Garantia de integridade durante a evolução do incêndio;
- vi. Custo compatível.

2.1.1 Tipos de materiais

Os tipos mais empregados de material de proteção térmica na construção são:

2.1.1.1 Argamassa projetada “Cimentitious”

Consiste na composição de agregados e aglomerantes misturados com água, formando uma massa fluida, que é transportada por meio de uma mangueira até o esguicho, onde o ar comprimido faz o jateamento diretamente na superfície do aço. O resultado é uma superfície rugosa, mais apropriada para elementos acima de forros ou para ambientes menos exigentes. A argamassa geralmente é constituída de gesso ou vermiculita, cimento, resinas acrílicas e cargas inertes, tais como poliestireno expandido e celulose.

2.1.1.2 Fibra projetada

É constituída por agregados, fibras minerais e aglomerantes que é transportada sob baixa pressão por meio de uma mangueira até o esguicho, onde é misturada com água atomizada e jateada diretamente na superfície do aço. Resulta numa superfície rugosa, mais apropriada para elementos acima de forros ou para ambientes menos exigentes.

2.1.1.3 Placas

São elementos pré-fabricados fixados na estrutura por meio de pinos ou perfis leves de aço, proporcionando diversas possibilidades de acabamento. Geralmente são compostas com materiais fibrosos, vermiculita, gesso ou combinação desses materiais.

No que tange a vermiculita e seus combinados, quando submetida a um aquecimento adequado, sofre expansão quando lhe é aplicado calor através da água contida entre as suas milhares de lâminas, se transformando em vapor, fazendo com que as partículas explodam e se transformem em flocos sanfonados. Cada floco expandido aprisiona consigo células de ar inerte, o que confere ao material excepcional capacidade de isolamento.

2.1.1.4 Pintura intumescente

Constituída por polímeros com pigmentos intumescentes, que reagem na presença de fogo, em geral a 200°C, aumentando seu volume.

Os poros resultantes são preenchidos por gases atóxicos que, junto com resinas especiais que constituem as tintas, formam uma espuma rígida na superfície do aço, retardando o efeito do calor da chama.

É aplicada por meios convencionais, pistola ou rolo, proporcionando textura e aparência e cores similares às pinturas convencionais.

2.2 Propriedades térmicas dos materiais sob altas temperaturas

Os materiais de construção são misturas homogêneas de diversos componentes em temperatura ambiente. O aço, por exemplo, é composto por diversas ligas metálicas que possuem comportamentos térmicos distintos em função da elevação da temperatura. O aquecimento do elemento de aço provoca uma mudança na fase de equilíbrio das ligas constituintes, alterando sua composição microscópica.

Nos elementos de concreto, o aumento da temperatura muda o estado físico da água intersticial, que gera um aumento da poro-pressão decorrente da convecção forçada do vapor d'água para o exterior. Diversas reações químicas ocorrem entre os agregados e a pasta de cimento durante a elevação da temperatura do concreto.

A caracterização das propriedades físicas dos materiais deve ser feita em função da temperatura, já que os materiais são alterados por diversos processos físico-químicos durante o aquecimento.

2.2.1 Condutividade térmica

A condutividade térmica dos materiais (em $W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$), considerada como isotrópica, é a capacidade do corpo de conduzir calor transversalmente à superfície do elemento. O concreto possui grande variabilidade da condutividade térmica, devido heterogeneidade do material durante o aquecimento. O EC-4/Parte-1.2, 2004 apresenta duas expressões para a avaliação destas propriedades, recomendando o limite superior para estruturas mistas e o limite inferior para estruturas de concreto armado. A seguir são apresentadas as expressões do limite superior e inferior do concreto e a equação para a condutividade térmica do aço, respectivamente:

$$\lambda_{c,\text{sup}} = 2 - 0.2451 \cdot \left(\frac{T_c}{100}\right) + 0.0107 \cdot \left(\frac{T_c}{100}\right)^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.4)$$

$$\lambda_{c,\text{inf}} = 1.36 - 0.136 \cdot \left(\frac{T_c}{100}\right) + 0.0057 \cdot \left(\frac{T_c}{100}\right)^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.5)$$

$$\lambda_a = \begin{cases} 54.3 - 3.33 \cdot 10^{-2} \cdot T_a & 20^\circ\text{C} \leq T_a \leq 800^\circ\text{C} \\ 27.3 & 800^\circ\text{C} < T_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2.6)$$

O gráfico abaixo compara as expressões não-lineares mostradas acima com os valores constantes, independentes da temperatura, propostos para modelos simplificados:

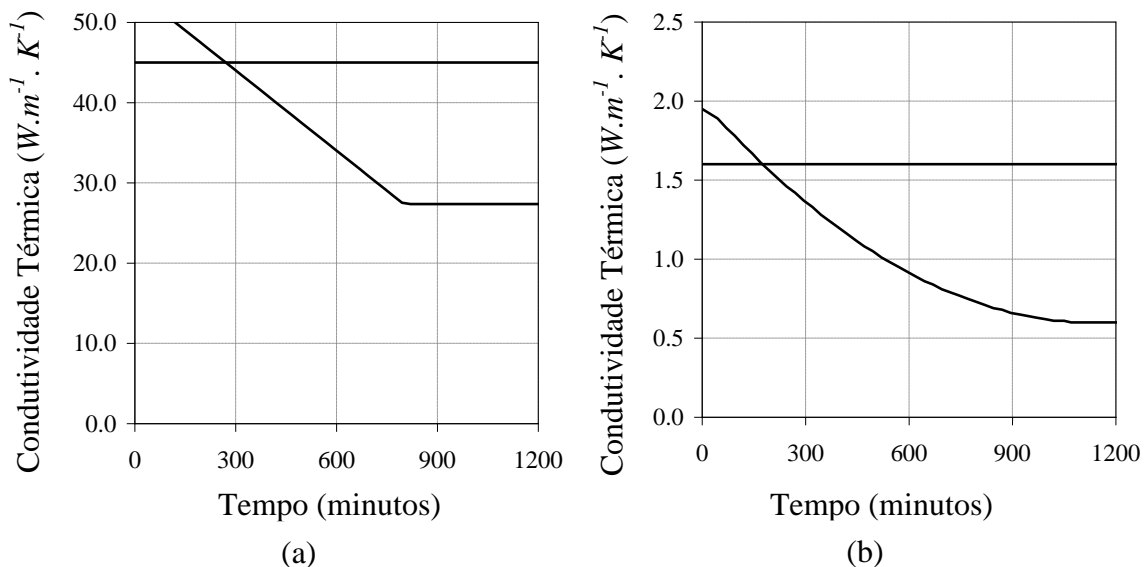


Figura 2.3: (a) Condutividade térmica do aço; (b) Condutividade térmica do concreto.

2.2.2 Calor específico

A capacidade de um corpo em absorver calor em função da massa e da variação de temperatura é denominada calor específico (em $J \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}$). A seguir são apresentadas as expressões do calor específico para o concreto seco ($u = 0\%$) e o aço respectivamente:

$$c_c = \begin{cases} 900 & 20^\circ C \leq T_c \leq 100^\circ C \\ 900 + \left(\frac{c_c - 100}{100} \right) & 100^\circ C < T_c \leq 200^\circ C \\ 1000 + 0.5 \cdot \left(\frac{c_c - 200}{200} \right) & 200^\circ C < T_c \leq 400^\circ C \\ 1100 & 400^\circ C < T_c \leq 1200^\circ C \end{cases} \quad (2.7)$$

$$c_a = \begin{cases} 425 + \frac{7.73}{10} \cdot T_a - \frac{1.69}{10^3} \cdot T_a^2 + \frac{2.22}{10^6} \cdot T_a^3 & 20^\circ C \leq T_a \leq 600^\circ C \\ 666 - \left(\frac{13002}{T_a - 738} \right) & 600^\circ C < T_a \leq 735^\circ C \\ 571 + \left(\frac{17820}{T_a - 731} \right) & 735^\circ C < T_a \leq 900^\circ C \\ 650 & 900^\circ C < T_a \leq 1200^\circ C \end{cases} \quad (2.8)$$

A presença de umidade no concreto altera seu calor específico, pois a água intersticial evapora-se quando a temperatura do material ultrapassa 115°C. Este efeito deve-se ao calor latente de evaporação da água, cuja característica é a absorção de calor sem a elevação de temperatura. A figura 2.4-b ilustra o fenômeno, onde o pico do calor específico depende da quantidade de água presente no concreto. Para $T_c = 200^\circ C$, toda a água foi evaporada e o material comporta-se da mesma maneira, independentemente da quantidade inicial de umidade.

O calor específico do aço em função da temperatura também apresenta um pico, conforme mostra a figura 2.4-a. Apesar de o aço possuir características homogêneas para temperaturas próximas à 20°C, as suas ligas componentes possuem comportamentos térmicos distintos. Estas, por sua vez, apresentam uma mudança de estado físico para temperaturas próximas a 730 °C. Esta mudança de estado físico se traduz como um pico no gráfico.

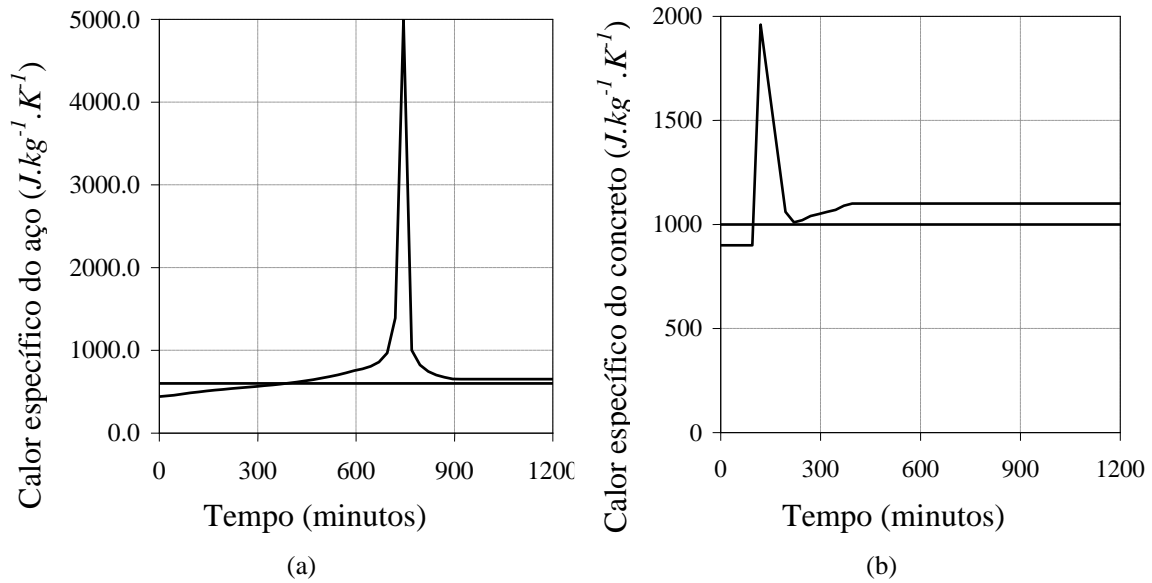


Figura 2.4: (a) Calor específico do aço; (b) Calor específico do concreto.

2.2.3 Massa específica

A massa específica (em kg/m^3) varia em função da dilatação dos corpos. Porém, para efeitos práticos, este efeito pode ser desprezado, pois o acréscimo de volume é muito pequeno quando comparado com o valor inicial. Portanto, serão adotados valores constantes para o aço ($\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$) e para o concreto ($\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$).

2.3 Comportamento mecânico dos materiais sob altas temperaturas:

2.3.1 Degradação das propriedades mecânicas dos materiais

Ao serem aquecidos, os materiais de construção perdem rigidez e resistência. Estas alterações são decorrentes dos processos físico-químicos particulares de cada material, conforme foi discutido na seção 2.3. A seguir, são apresentadas as prescrições normativas presentes no EC-4.1/Parte-2, 2004 referentes à modelagem do diagrama

tensão *versus* deformação do aço e do concreto de densidade normal. Os modelos são válidos para taxas de aquecimento entre 2 e 50 °C por minuto.

O diagrama tensão *versus* deformação do aço para elevadas temperaturas que considera a presença de encruamento é apresentado a seguir:

$$\sigma_a(\varepsilon) = \begin{cases} E \cdot \varepsilon & se \quad |\varepsilon| \leq \varepsilon_p \\ \left(f_p - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (f_y - |\varepsilon|)^2} \right) \cdot \frac{\varepsilon}{|\varepsilon|} & se \quad \varepsilon_p < |\varepsilon| \leq \varepsilon_y \\ (0 \cdot (f_u - f_y) \cdot |\varepsilon| + 2 \cdot f_y - f_u) \cdot \frac{\varepsilon}{|\varepsilon|} & se \quad \varepsilon_y < |\varepsilon| \leq \varepsilon_s \\ f_u \cdot \frac{\varepsilon}{|\varepsilon|} & se \quad \varepsilon_s < |\varepsilon| \leq \varepsilon_t \\ f_u \cdot \left[-20 \cdot (|\varepsilon| - \varepsilon_t) \cdot \frac{\varepsilon}{|\varepsilon|} \right] & se \quad \varepsilon_t < |\varepsilon| \leq \varepsilon_u \\ 0 & se \quad |\varepsilon| > \varepsilon_u \end{cases} \quad (2.9)$$

Onde E é o módulo de elasticidade, f_y é a tensão de escoamento, f_u é a tensão máxima e f_p é o limite de proporcionalidade entre as tensões e as deformações. Todos estes parâmetros são dependentes da temperatura, conforme apresentado na tabela 2.1. Com exceção da deformação ε_p , definida como $\varepsilon_p = f_p/E$, as demais deformações são independentes da temperatura, valendo $\varepsilon_y = 0.02$, $\varepsilon_s = 0.04$, $\varepsilon_t = 0.15$ e $\varepsilon_u = 0.20$. Os parâmetros a , b e c são definidos a partir das seguintes equações:

$$a = \sqrt{(f_y - \varepsilon_p) \cdot \left(\varepsilon_y - \varepsilon_p + \frac{c}{E} \right)} \quad (2.10-a)$$

$$b = \sqrt{c \cdot (f_y - \varepsilon_p) \cdot E + c^2} \quad (2.10-b)$$

$$c = \frac{(f_y - f_p)^2}{(f_y - \varepsilon_p) \cdot E - 2 \cdot (f_y - f_p)} \quad (2.10-c)$$

Definindo $f_{y,20}$ como a tensão de escoamento característica e E_{20} como o módulo de elasticidade, ambos em temperatura ambiente, os fatores de degradação do aço são apresentados a seguir:

Tabela 2.1: Coeficientes de degradação das propriedades mecânicas do aço.

Temperatura (°C)	$\kappa_y = \frac{f_y}{f_{y,20}}$	$\kappa_u = \frac{f_u}{f_{y,20}}$	$\kappa_p = \frac{f_p}{f_{y,20}}$	$\kappa_E = \frac{E}{E_{20}}$
20	1.000	1.250	1.000	1.000
100	1.000	1.250	1.000	1.000
200	1.000	1.250	0.807	0.900
300	1.000	1.250	0.613	0.800
400	1.000	1.000	0.420	0.700
500	0.780	0.780	0.360	0.600
600	0.470	0.470	0.180	0.310
700	0.230	0.230	0.075	0.130
800	0.110	0.110	0.050	0.090
900	0.060	0.060	0.038	0.068
1000	0.040	0.040	0.025	0.045
1100	0.020	0.020	0.013	0.023
1200	0.000	0.000	0.000	0.000

Para valores de temperatura intermediários, o EC-4.1/Parte 2, 2004 sugere que seja adotada uma interpolação linear. A figura abaixo ilustra os fatores de degradação do aço extraídos da tabela acima.

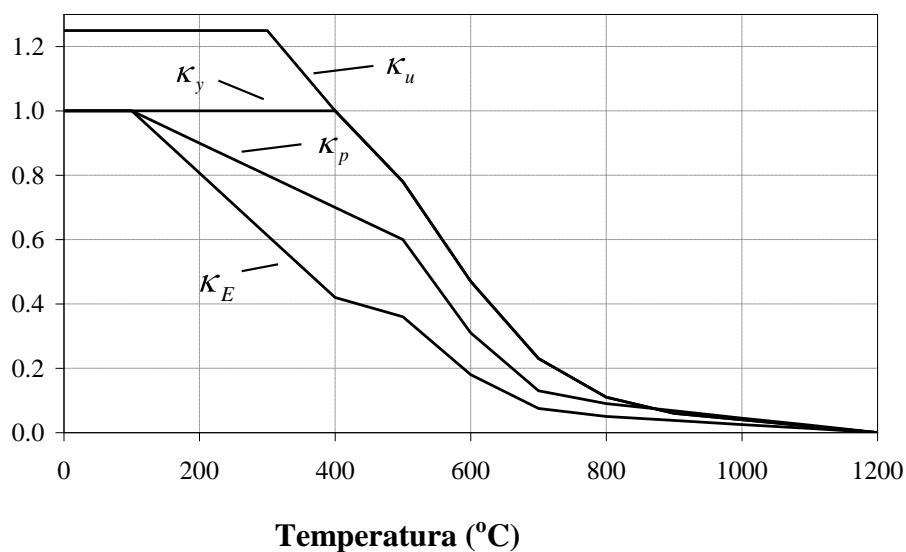


Figura 2.5: Fatores de degradação das propriedades mecânicas do aço.

A seguir, é apresentado o trecho referente às deformações positivas do diagrama tensão *versus* deformação ($\sigma - \varepsilon$) do aço para diversas temperaturas:

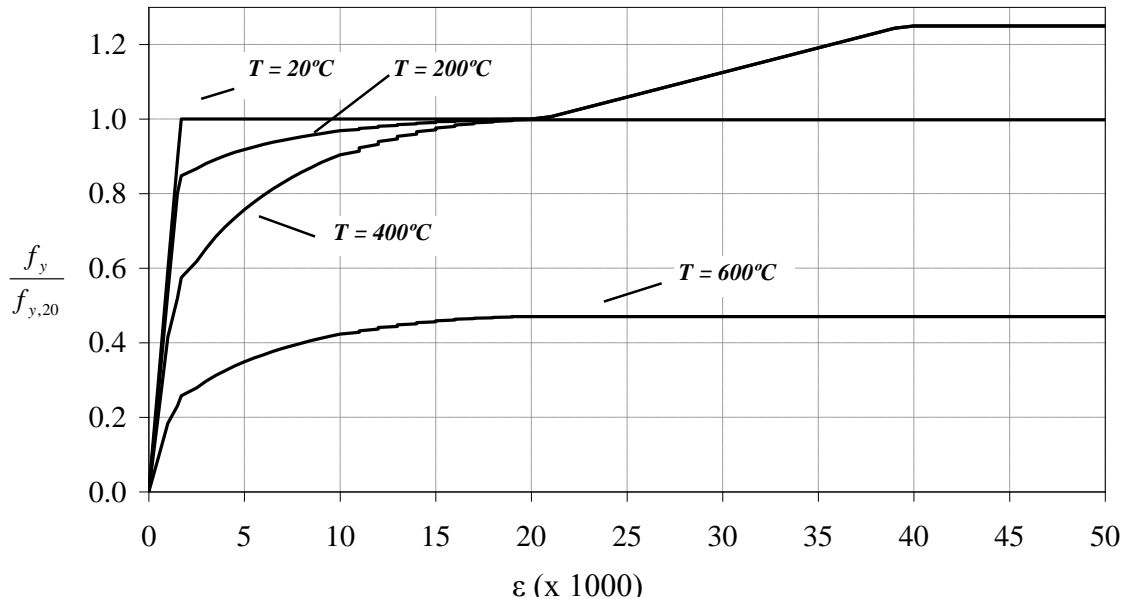


Figura 2.6: Diagrama tensão *versus* deformação do aço.

O diagrama tensão *versus* deformação do concreto de densidade normal, proposto pelo EC-4.1/Parte-2, 2004 leva em conta o efeito de *softening*, isto é, a perda de resistência para deformações (em módulo) superiores à deformação limite ε_{cu} . Para que o modelo comporte-se no regime elástico e inelástico, requisito básico para modelos de análise avançada, o trecho em tração do diagrama foi considerado, como mostra a equação 2.11:

$$\sigma_c(\varepsilon) = \begin{cases} 0 & \text{se } \varepsilon > \varepsilon_t \\ E_c \cdot \varepsilon & \text{se } 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_t \\ \frac{-3 \cdot f_c \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{cu} \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu}} \right)^3 \right]} & \text{se } \varepsilon_{cu} < \varepsilon \leq 0 \\ \frac{f_c \cdot \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_{cu}} + \frac{f_c \cdot \varepsilon_u}{\varepsilon_u - \varepsilon_{cu}} & \text{se } \varepsilon_u < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu} \\ 0 & \text{se } \varepsilon_u \leq \varepsilon \end{cases} \quad (2.11)$$

O módulo de elasticidade do concreto (E_c) em função da temperatura foi calculado a partir da derivação da equação 2.11 na origem:

$$E_c = \left. \frac{d\sigma_c(\varepsilon)}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon=0} = \frac{-3 \cdot f_c \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{cu} \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu}} \right)^3 \right]} + \frac{9 \cdot f_c \cdot \varepsilon^3}{\varepsilon_{cu}^4 \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu}} \right)^2 \right]} \Bigg|_{\varepsilon=0} = \frac{3 \cdot f_c}{2 \cdot \varepsilon_{cu}} \quad (2.12)$$

Onde f_c é a resistência do concreto a compressão, ε_{cu} sua correspondente deformação, ε_u é a deformação máxima durante a compressão e $\varepsilon_t = f_{ct} / E_c$ é calculada a partir da resistência a tração do concreto f_{ct} , todos dependentes da temperatura.

Definindo $E_{c,20}$ como o módulo de elasticidade, $f_{c,20}$ e $f_{ct,20}$ como a resistência a compressão e tração, respectivamente, todos em temperatura ambiente, é apresentada a tabela 2.2, que mostra a degradação dos parâmetros físicos do concreto:

Tabela 2.2: Coeficientes de degradação das propriedades mecânicas do concreto

Temperatura (°C)	$\kappa_c = \frac{f_c}{f_{c,20}}$	$\kappa_{ct} = \frac{f_{ct}}{f_{ct,20}}$	$\kappa_{Ec} = \frac{E_c}{E_{c,20}}$	ε_{cu} (10^{-3})	ε_u (10^{-3})
20	1.000	1.000	1.000	-2.5	-20.0
100	1.000	1.000	0.625	-4.0	-22.5
200	0.950	0.800	0.431	-5.5	-25.0
300	0.850	0.600	0.304	-7.0	-27.5
400	0.750	0.400	0.188	-10.0	30.0
500	0.600	0.200	0.100	-15.0	-32.5
600	0.450	0.000	0.045	-25.0	-35.0
700	0.300	0.000	0.030	-25.0	-37.5
800	0.150	0.000	0.024	-25.0	-40.0
900	0.080	0.000	0.018	-25.0	-42.5
1000	0.040	0.000	0.012	-25.0	-45.0
1100	0.010	0.000	0.006	-25.0	-47.5
1200	0.000	0.000	0.000	-25.0	-50.0

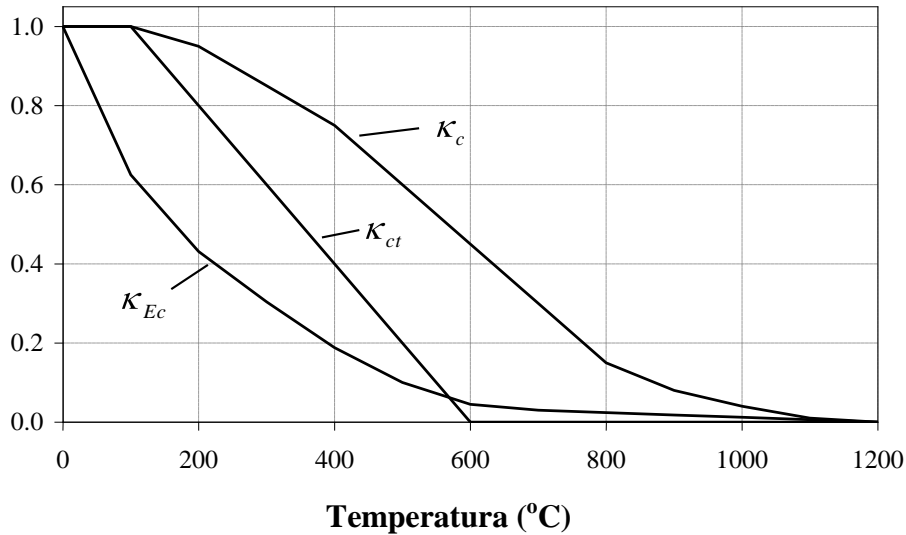


Figura 2.7: Fatores de degradação das propriedades mecânicas do concreto.

A perda de resistência do concreto durante o resfriamento, prescrita no anexo C do EC-4.1/Parte-2, 2004, reduz f_c em função da sua temperatura atual T_c e da temperatura máxima alcançada durante o incêndio, $T_{c\text{máx}}$. Este fenômeno foi incorporado no modelo desenvolvido e é particularmente útil para a avaliação do desempenho e recuperação de estruturas que tenham sido submetidas a um incêndio. A função f_c definida anteriormente deve ser modificada para a inclusão desta propriedade do concreto:

$$f_c(T_c, T_{c\text{máx}}) = f_c(T_{c\text{máx}}) \left[1 - \left(\frac{T_{c\text{máx}} - T_c}{T_{c\text{máx}} - 20} \right)^\xi \right] \quad (2.13)$$

Onde ξ é dado por:

$$\xi = \begin{cases} 1 & \text{se } T_c < 100 \\ 0.95 - \frac{5 \cdot (T_{c\text{máx}} - 200)}{10000} & \text{se } 100 \leq T_c < 300 \\ 0.9 & \text{se } T_c \geq 300 \end{cases} \quad (2.14)$$

Além da perda de rigidez, a ductilidade máxima do material ε_u deve ser modificada para que o trecho linear da equação 3.3 continue com a mesma inclinação:

$$\varepsilon_u(T_{c,máx}) = \varepsilon_{cu}(T_{c,máx}) + \frac{\varepsilon_u(T_{c,máx}) - \varepsilon_{cu}(T_{c,máx})}{f_c(T_{c,máx})} \cdot f_c(T_{c,máx}) \quad (2.15)$$

A seguir, é apresentado o diagrama tensão deformação do concreto para diversas temperaturas:

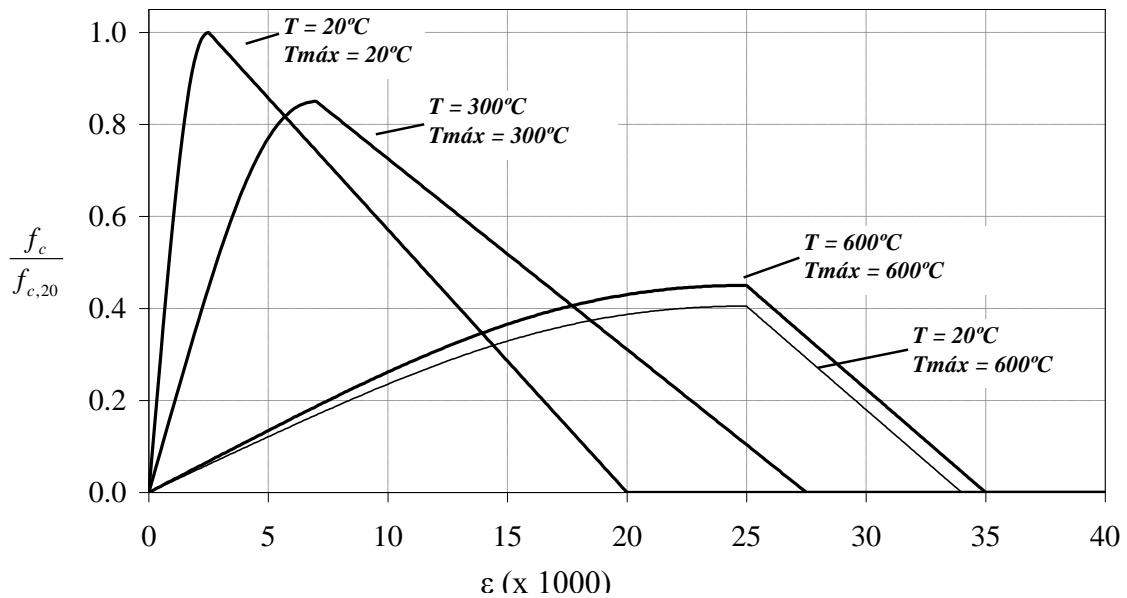


Figura 2.8: Diagrama tensão *versus* deformação do concreto.

2.3.2 Alongamento específico

O alongamento específico do aço e do concreto em temperatura ambiente são praticamente idênticos. Esta é uma das condições que favoreceram o desenvolvimento do concreto armado – a adesão entre os materiais independente da temperatura. Esta condição é verificada para temperaturas inferiores a 500 °C, conforme apresentado na figura 2.9. Porém, para temperaturas superiores a 500 °C, o alongamento do concreto é superior ao do aço, gerando atritos internos entre os materiais que resultam no destacamento das barras de aço do elemento.

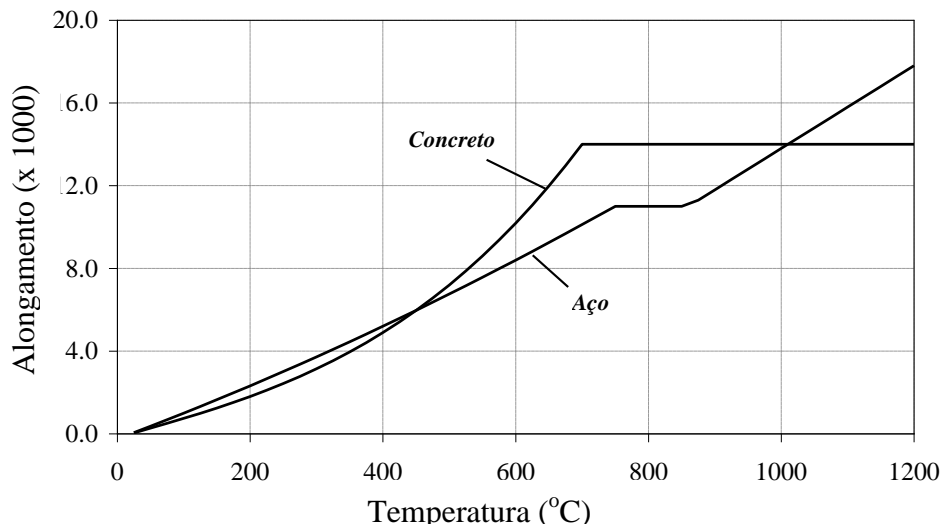


Figura 2.9: Alongamento específico do aço e do concreto em função da temperatura.

O alongamento específico do aço em função da temperatura é dado por:

$$\left(\frac{\Delta L}{L}\right)_a = \begin{cases} -2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot T_a + 0.4 \cdot 10^{-8} \cdot T_a^2 & \text{se } 20 \leq T_a < 750 \\ 11 \cdot 10^{-3} & \text{se } 750 \leq T_a < 860 \\ -6.2 \cdot 10^{-3} + 2.0 \cdot 10^{-5} \cdot T_a & \text{se } T_a \geq 860 \end{cases} \quad (2.16)$$

Enquanto o alongamento do concreto, em função da temperatura é apresentado na equação 2.17:

$$\left(\frac{\Delta L}{L}\right)_c = \begin{cases} -1.8 \cdot 10^{-4} + 9.0 \cdot 10^{-6} \cdot T_c + 2.3 \cdot 10^{-11} \cdot T_c^3 & \text{se } 20 \leq T_c < 700 \\ 14 \cdot 10^{-3} & \text{se } T_c \geq 700 \end{cases} \quad (2.17)$$

3. Estudo de caso e Resultados

No Plano Diretor da UFRJ está prevista a construção, no Campus da Cidade Universitária, na Ilha do Fundão, no Bloco A do Centro de Tecnologia, da Biblioteca Unificada que servirá para as diversas unidades acadêmicas, órgãos suplementares e centros universitários. A previsão para início das obras, que foi orçada em R\$

3.928.416,00, era março de 2009. Esse empreendimento está, no momento, em processo licitatório.

A área livre a ser ocupada pela biblioteca é de 2000 m², com um pé direito total de nove metros de altura, incluindo 44 pilares que estão situados no pavimento térreo, na região inferior do prédio que abriga os Institutos de Química e Física, conforme ilustrados na foto da figura 3.1.



Figura 3.1: Vista dos pilares existentes.

Nesta área livre será construída uma nova biblioteca de dois pavimentos, suportada nos pilares existentes. A sua planta baixa e alguns cortes esquemáticos desse projeto encontram-se apensos a este Trabalho nos anexos C, D e E.

O presente estudo de caso se orienta para que seja feita à análise e verificação do pilar misto a ser adotado na estrutura da biblioteca que será construída, em situação de incêndio de acordo com a NBR 14323 (2003).

Para tanto, o pilar será verificado em situação de incêndio, com a determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) de acordo com a NBR14432 (2001). Através deste valor, chegamos à temperatura dos elementos de aço que compõem a estrutura depois de decorrido o TRRF, conforme será tratado posteriormente.

3.1 Determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

De acordo com a NBR 14432 (2001), para se especificar o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) a ser respeitado pelos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) de uma construção, é necessário consultar as tabelas inseridas nos anexos da referida norma, os quais se encontram inseridos, em anexo a este Trabalho.

De posse de dados como a ocupação da obra, sua classe e respectiva altura, é possível determinar o TRRF, sendo que para o caso estudado temos uma edificação escolar de terceiro grau com seis pavimentos, cujo pé direito de cada pavimento, com exceção do térreo, é de aproximadamente 4,5 metros de altura, sendo a cobertura constituída por laje e telhas, não havendo permanência de pessoas.

3.1.1 Determinação da altura da edificação

A altura da edificação 'h' é estimada como sendo a distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída, situada no nível no qual uma porta conduz ao exterior do prédio (nível de descarga) e o piso do último pavimento, excetuando-se zeladorias, barrilete, casa de máquinas, piso técnico e pisos sem permanência humana. Desse modo, foi estimada uma altura aproximadamente igual a 29 metros.

3.1.2 Consulta das tabelas A1 e B1 dos anexos A e B da NBR 14432, 2001.

Obtida a altura da edificação, combina-se a linha ocupação/uso com a coluna altura dos anexos A e B deste Trabalho. Neste caso temos a linha educacional e cultura física, e a coluna $23 < h < 30$ m (Classe P4).

Desta combinação tem-se o TRRF = 90 min.

Os elementos estruturais (vigas, pilares e lajes) devem ter, portanto, resistência ao fogo de 90 minutos para a curva de aquecimento dos gases, conforme incêndio-

padrão. Da mesma forma, os elementos de compartimentação (paredes resistentes ao fogo) devem possuir a mesma resistência ao fogo.

É interessante comentar que o TRRF é proveniente do consenso da sociedade de uma nação, portanto esse valor não significa o tempo de duração de um incêndio ou período de evacuação dos usuários do edifício, muito menos o tempo necessário para a chegada do Corpo de Bombeiros. No Brasil o valor mínimo do TRRF é de 30 min.

3.2 Resultados numéricos

3.2.1 Identificação e descrição da seção transversal

No ato da construção da biblioteca, o pilar existente de concreto armado será reforçado estruturalmente por meio do acréscimo de camadas externas de chapa de aço e de vermiculita, passando a ser um pilar misto. Esse pilar, para receber além da estrutura original da edificação, passará a receber os dois pavimentos no térreo da nova biblioteca. A figura 3.2 mostra um trecho do pilar de concreto armado na situação atual. No anexo C do presente trabalho estão incluídos os desenhos esquemáticos desse pilar.



Figura 3.2: Vista de parte de um dos pilares existentes.

Para a análise do pilar em estudo foi adotada uma malha refinada de elementos finitos, feita com o auxílio do programa AUTOCAD, sendo sua modelagem elaborada através da quarta parte da seção transversal circular, com a respectiva separação dos materiais, como está demonstrado através da figura abaixo.

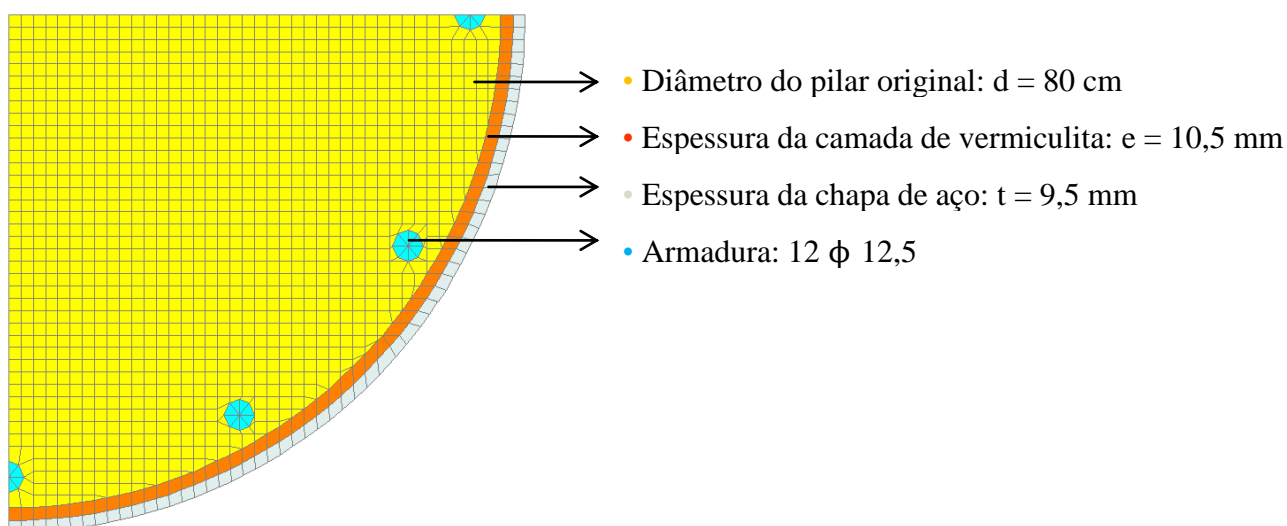


Figura 3.3: Malha de elementos finitos da quarta parte da seção transversal do pilar.

Sua seção transversal, inicialmente adotada como um setor circular será considerada mais adiante, como um círculo, já que tal modelagem foi feita inicialmente com a malha acima apenas com o intuito de facilitar a implementação do modelo escolhido.

3.2.2 Temperatura

Para ilustrar o comportamento da seção, com relação à evolução da temperatura, foi utilizado o programa DIAMOND (2001), o qual trata a quarta parte da seção transversal do pilar circular, com a respectiva separação dos materiais em relação à proximidade com a borda externa da seção, sendo que as representações R1 e R2 denotam a região que se encontra a 20 e a 40 cm do centro do pilar, respectivamente, conforme discriminado na figura 3.4.

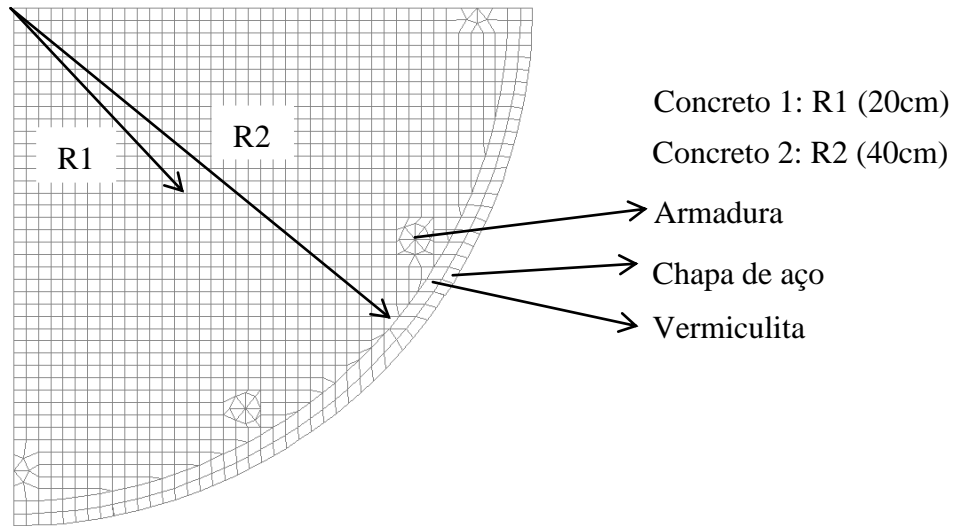


Figura 3.4: Malha de elementos finitos com alguns nós representativos.

A figura 3.5 mostra o comportamento da malha da seção, acima ilustrada, com o aumento da temperatura em função do tempo, demonstrando que existe uma variação acentuada do aumento da temperatura, que chega a valores superiores a 900°C para o tempo próximo a 90 minutos (5400 segundos) nos materiais mais externos, em relação ao centro do pilar circular. Verifica-se ainda que o comportamento da chapa de aço na fronteira externa representa a ISO 834 (1999) e possui comportamento similar ao da vermiculita a ela interligada.

Já para o concreto, a variação da temperatura apresenta comportamento linear, com acréscimos mais brandos de temperatura para elementos mais próximos ao centro da seção do pilar, sendo que a legenda com o nome “Concreto 1” denota o concreto localizado na região mais externa, e a legenda “Concreto 2” denota o concreto da região mais próxima ao núcleo do pilar.

1200

ISO-834
↙

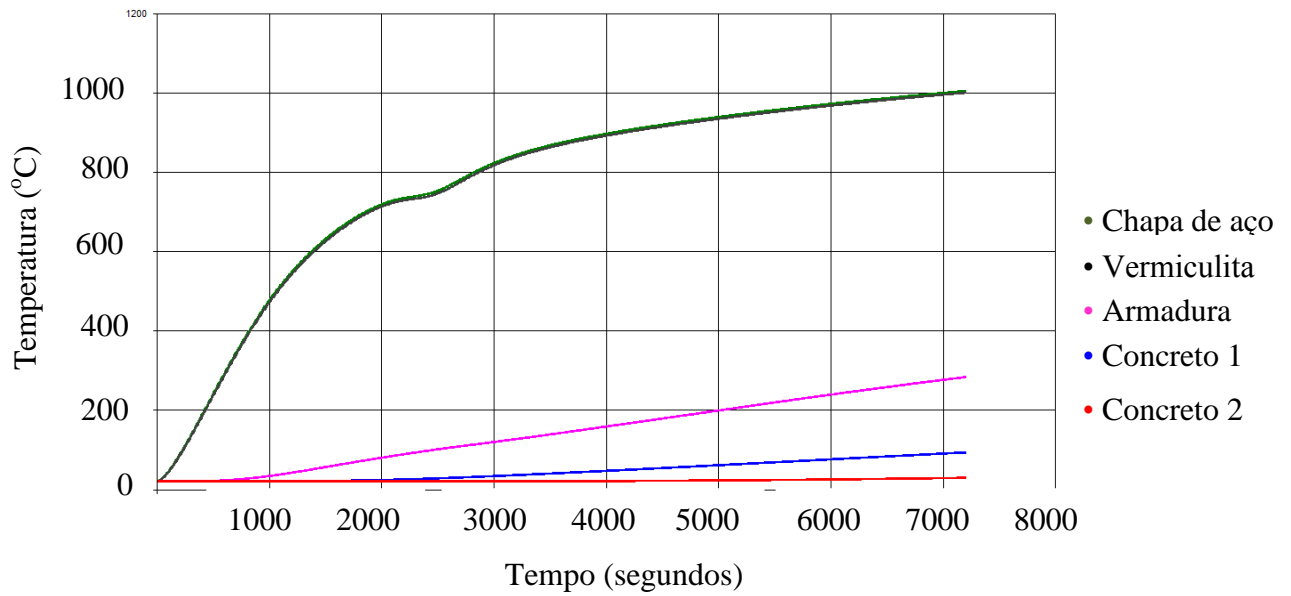


Figura 3.5: Variação da temperatura dos nós ao longo do tempo.

Para melhor ilustrar o comportamento da seção devido ao aumento da temperatura, foram extraídas as imagens fornecidas pelo programa DIAMOND (2001), que mostram a mudança na coloração da seção, dividida em faixas de valores, de acordo com o aumento da temperatura, sendo abordada na da figura 3.6 a cor na distribuição dos valores de temperatura dos materiais para um instante inicial de 10 segundos.

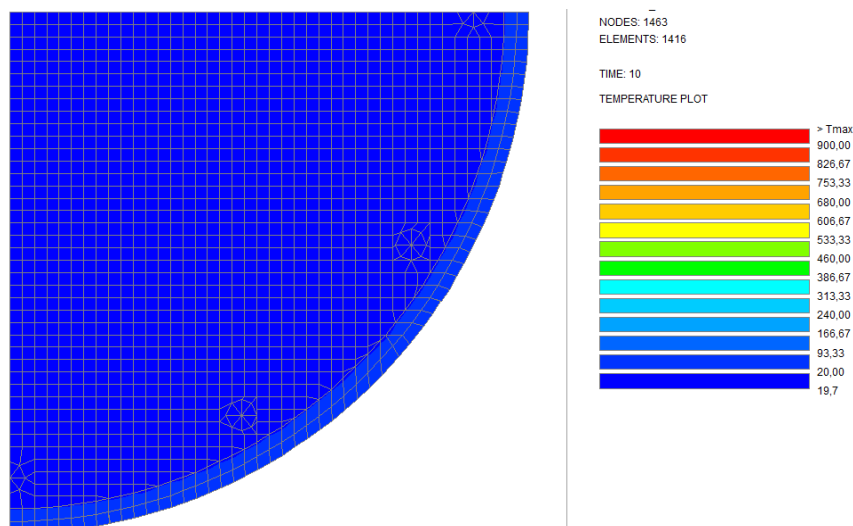


Figura 3.6: Distribuição de temperatura na seção-transversal para um instante de 10 segundos.

Nota-se na figura acima, que todos os materiais encontram-se a uma temperatura de 20°C.

Já para o intervalo de 15 minutos de exposição ao fogo, pode-se perceber na figura 3.7, a coloração verde na borda externa da seção, denotando por meio da legenda uma elevação da temperatura em torno dos 400°C na região periférica e uma diferença de temperatura no mesmo material, percebida por meio da coloração azul distinta.

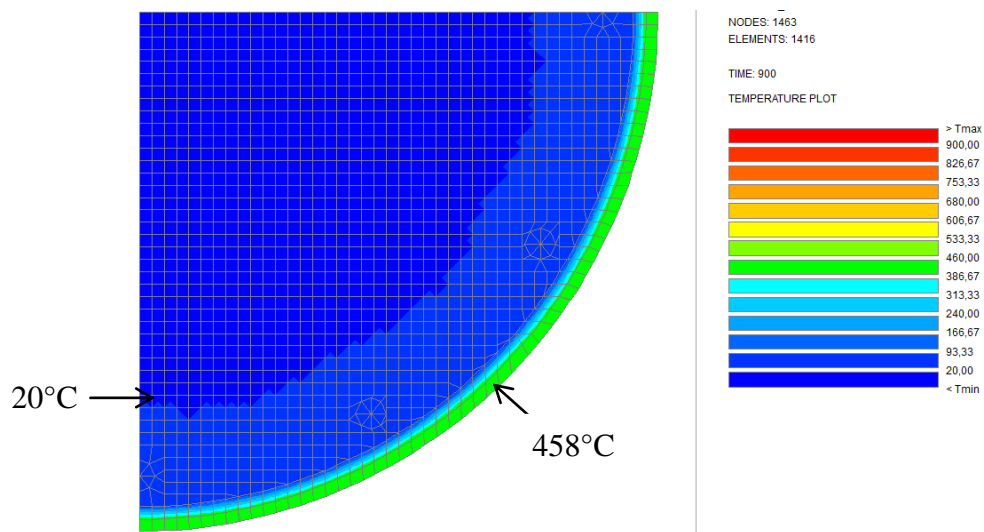


Figura 3.7: Distribuição de temperatura na seção-transversal para um instante de 15 minutos.

Podemos verificar na figura 3.8 que com apenas 15 minutos de acréscimo em relação ao tempo anterior, que existe uma elevação acentuada da temperatura na malha localizada na região da chapa de aço, uniformemente distribuída, chegando-se a valores superiores a 700°C. Outro fator interessante demonstrado na figura, é que existe uma diminuição da temperatura do concreto no sentido do centro do pilar, denotando também que a parte da seção que se encontrava a 20°C, agora, passa a ter seu raio de ação encurtado.

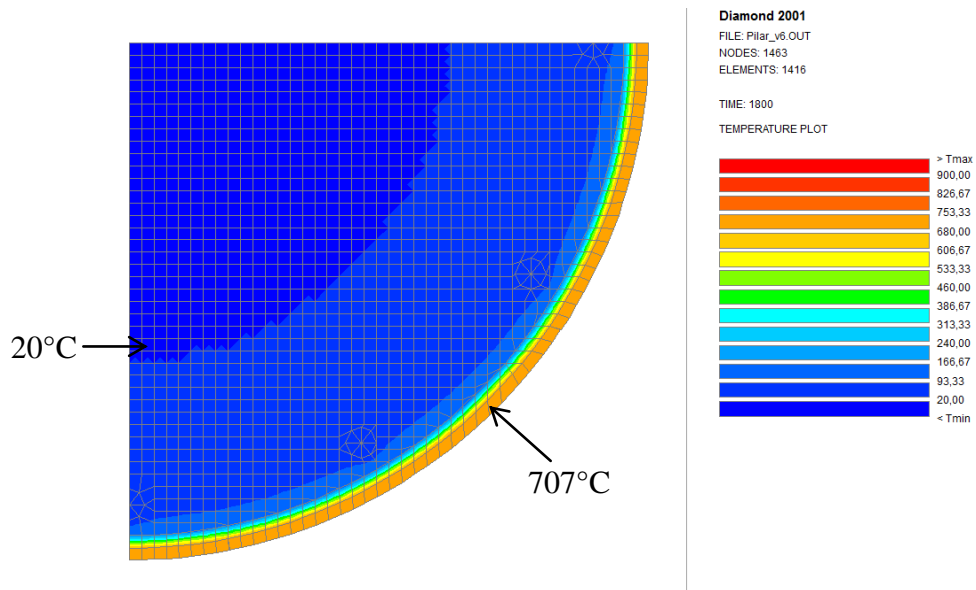


Figura 3.8: Distribuição de temperatura na seção-transversal para um instante de 30 minutos.

A figura acima denota ainda uma diferença de temperatura sensível no concreto, tendo em vista que o concreto próximo ao centro mantém possui sua temperatura de 20°C, ocasionando em uma suave mudança de coloração no concreto da região mais externa, que pode ser facilmente percebida através das isotermas, tomadas a partir de uma temperatura base de 200°C, fornecidas pelo programa DIAMOND (2001), que podem ser visualizados na figura 3.9.

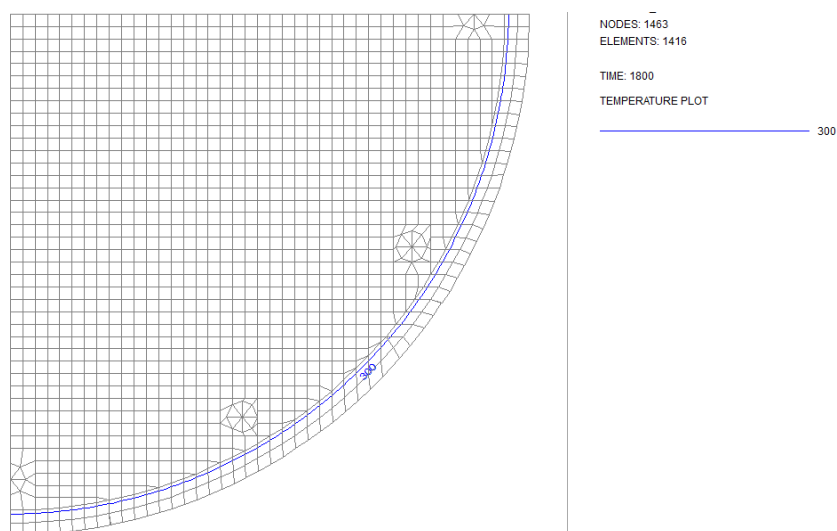


Figura 3.9: Isotherma de 300°C no instante de 30 minutos.

Quando a exposição ao fogo chega ao instante de 45 minutos, podemos verificar na figura 3.10 que a chapa de aço continua com uma evolução de temperatura crescente, chegando-se a um patamar de valores em torno de 800°C. Porém, o que chama atenção é que neste instante a região das armaduras sofre relevante influência, de modo que se obtém temperaturas superiores a 100°C.

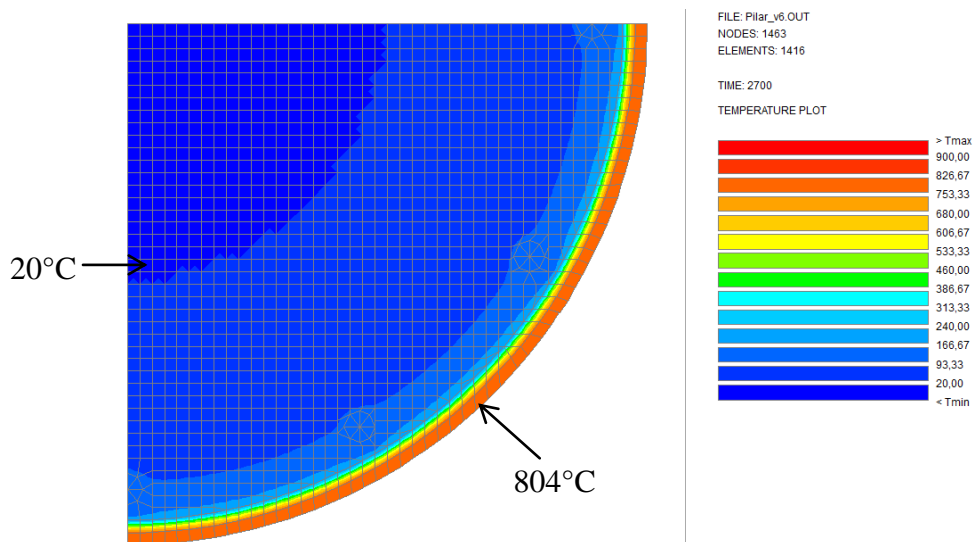


Figura 3.10: Distribuição de temperatura na seção-transversal para um instante de 45 minutos.

Na ilustração da figura 3.11, percebemos a evolução da temperatura na malha da chapa de aço, com temperaturas superiores a 900°C. A vermiculita, por sua vez, se encontra com valores de temperatura em torno de 500°C. Na imagem pode-se verificar igualmente que a armadura da seção de concreto armado encontra-se em uma evolução crescente de temperatura, indicando valores de temperatura próximos a 300°C. Finalmente a seção de concreto atinge valores máximos em torno de 200°C, permanecendo apenas a região bem próxima ao núcleo central temperatura ambiente original (20°C).

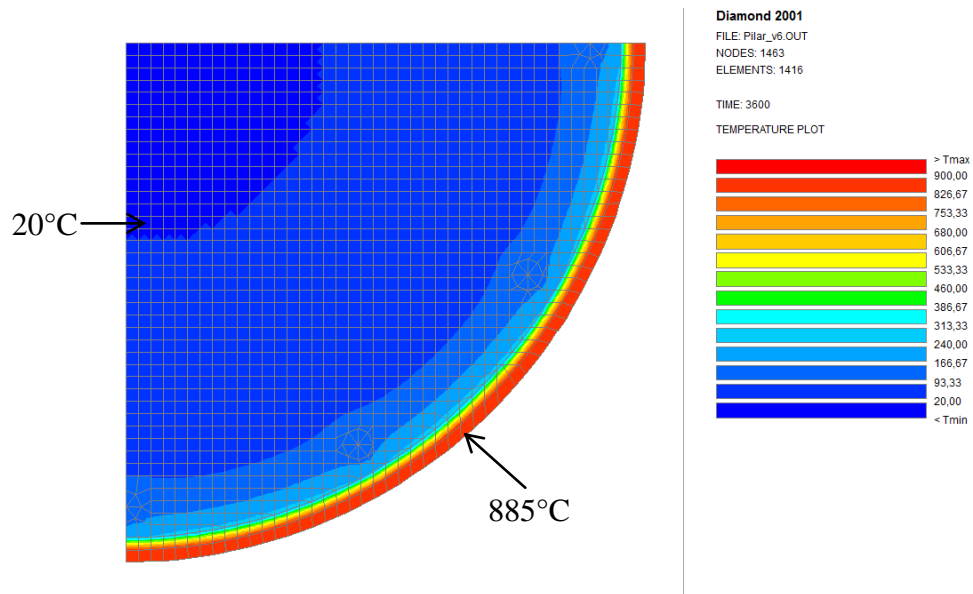


Figura 3.11: Distribuição de temperatura na seção-transversal para um instante de 60 minutos.

A isoterma ilustrada na figura 3.12, denota o caminho seguido pela isoterma, tomando por base a temperatura de 300°C, a qual neste instante já ultrapassa a região da vermiculita e segue em direção às armaduras.

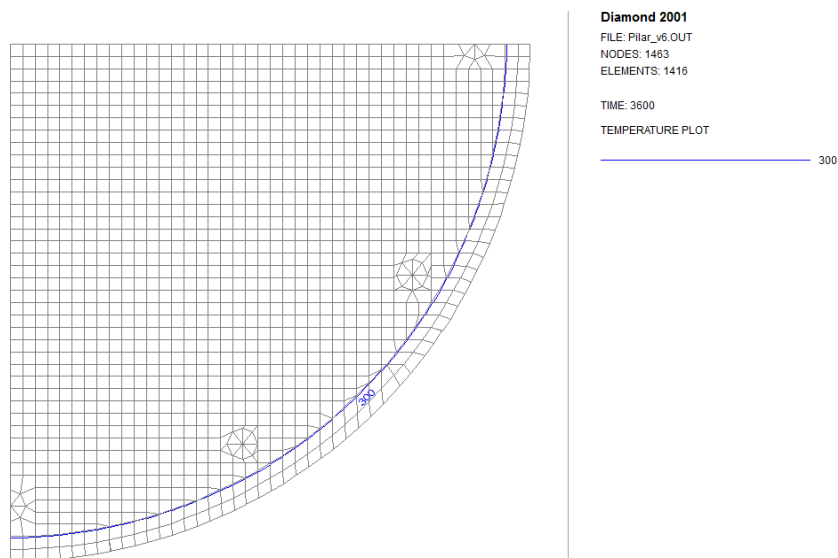


Figura 3.12: Isoterma de 300°C no instante de 60 minutos.

No instante próximo ao TRRF (90 minutos), verificamos que: (a) As armaduras se encontram sob a ação térmica com valores superiores a 300°C; (b) O concreto com

temperaturas em torno a 200°C; e (c) A chapa de aço chega valores superiores a 900°C, conforme ilustrado na figura 3.13.

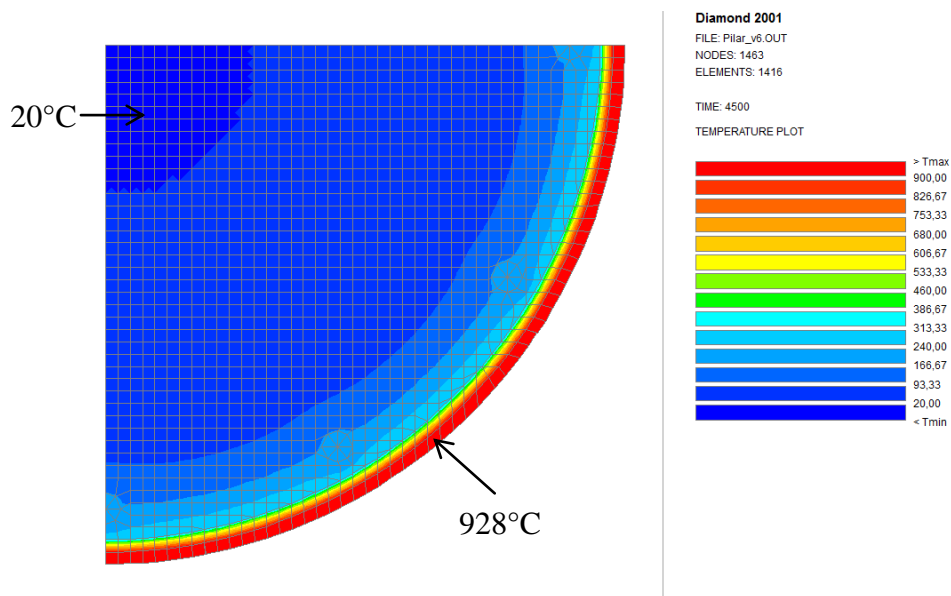


Figura 3.13: Distribuição de temperatura na seção-transversal para um instante de 75 minutos.

No momento em que a estrutura atinge o seu TRRF (90 minutos), verificamos na figura 3.14 que toda a região de concreto da seção transversal encontra-se a temperaturas superiores a 100°C, na maioria dos elementos da malha de elementos finitos, com uma evolução crescente da temperatura quando se caminha em direção à borda da seção. Neste momento, pode-se perceber que a camada de vermiculita e da chapa de aço encontram-se com temperaturas muito elevadas da ordem de 900°C, perdendo todas as suas características estruturais.

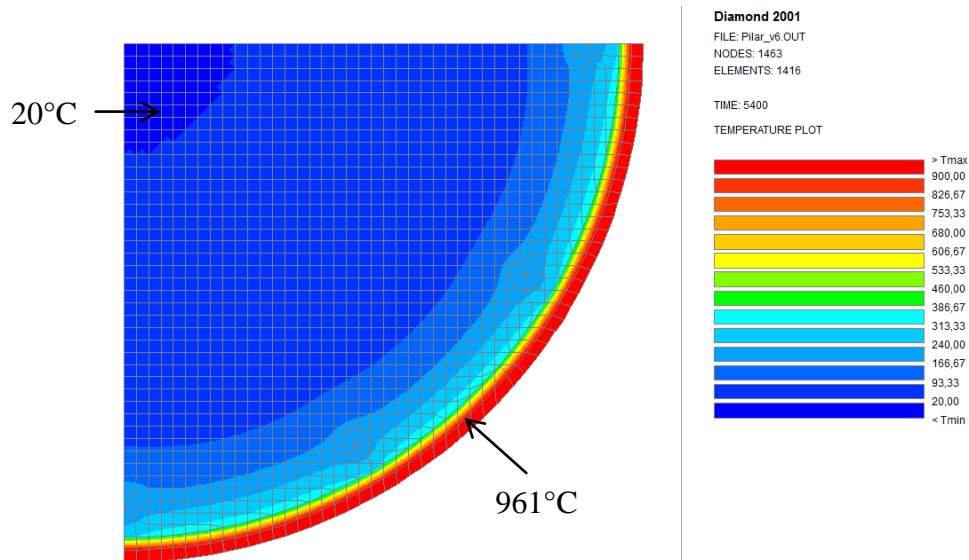


Figura 3.14: Distribuição de temperatura na seção-transversal para um instante de 90 minutos.

Para melhor perceber o efeito da evolução da temperatura a figura 3.15 ilustra a isoterma tomando por base a temperatura de 300°C. Neste caso, pode ser verificamos que a região de concreto passa a ser afetada pelos efeitos do aumento térmico.

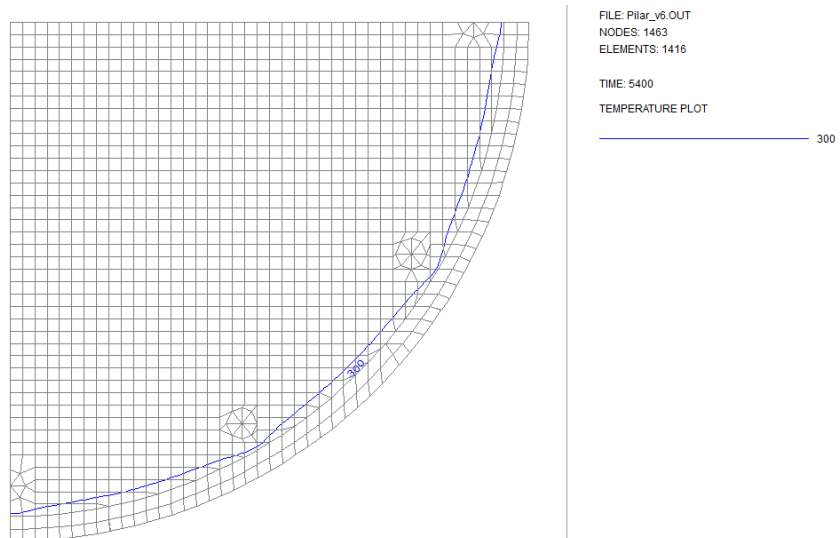
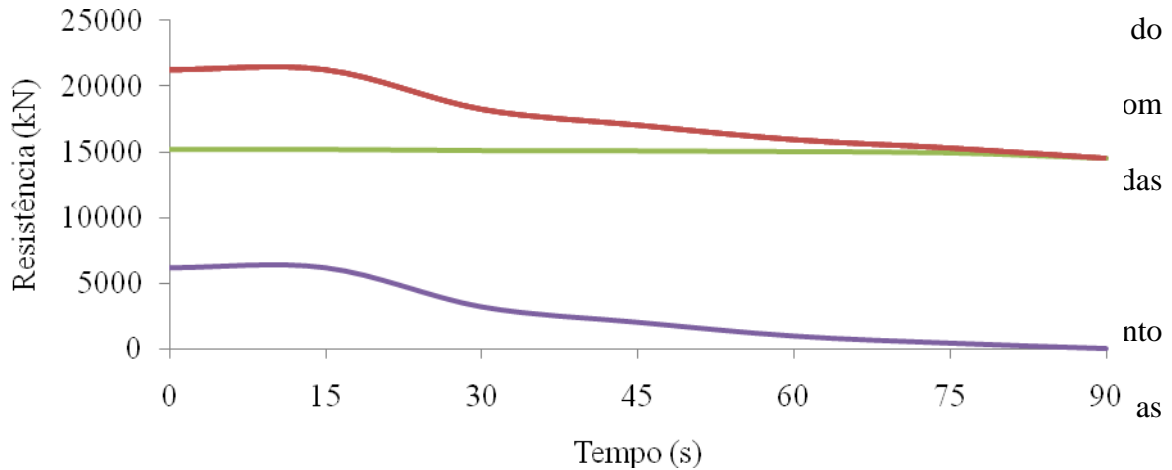


Figura 3.14: Isotherma de 300°C no instante de 90 minutos.

3.2.3 Variação da resistência

Para efetuar a avaliação numérica segundo modelos baseados no método dos elementos finitos, foi utilizado o código computacional SAFIR (2001), que forneceu



tabelas 1 e 2 da NBR 14323 (2003), que fornecem os fatores de redução da resistência do aço e do concreto com relação à variação da temperatura, conforme descrito no Capítulo 2 deste trabalho.

No estudo da planilha descrita no início deste subitem foram adotadas as equações das linhas de tendência das tabelas 1 e 2 da NBR 14323 (2003), por meio de interpolação de seus dados, para com isso encontrar equações representativas das curvas de resistência, valores que foram multiplicados pela respectiva resistência ao longo do tempo.

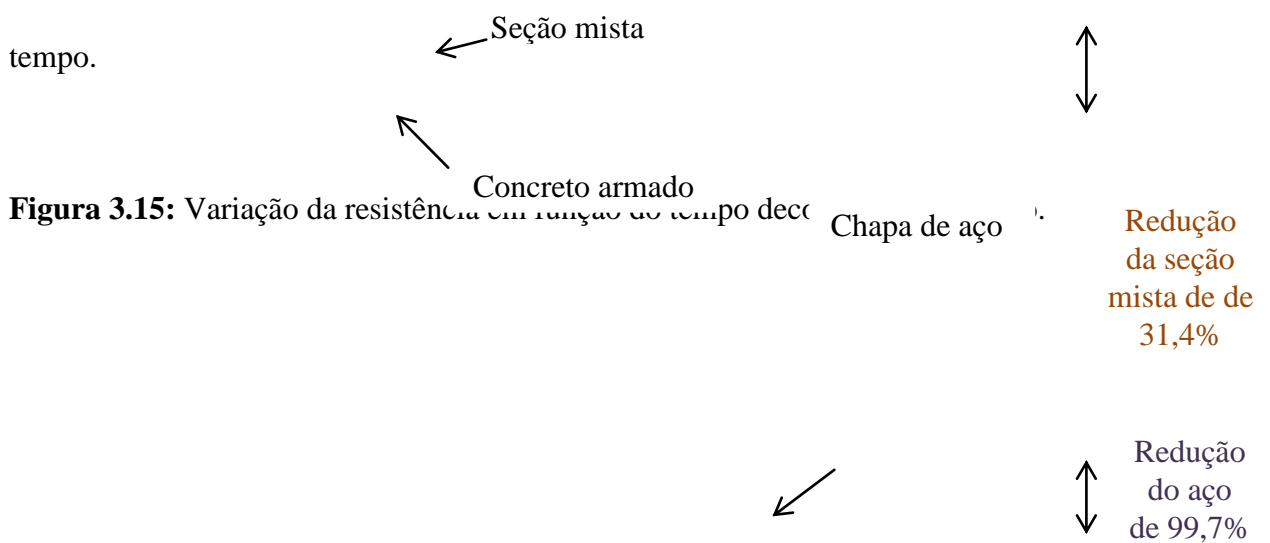


Figura 3.15: Variação da resistência em função do tempo de

Redução da seção mista de de 31,4%

Redução do aço de 99,7%

A medida de tempo adotada na confecção da planilha foi aquela encontrada anteriormente na determinação do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), igual a 90 minutos, tomado em intervalos regulares de quinze minutos para melhor ilustrar o decaimento da resistência ao longo do tempo.

A curva obtida por meio dos resultados da análise, com os seus valores da resistência multiplicados por quatro (devido à simplificação inicial de um quarto da seção transversal) indica que a resistência adicional proporcionada pela adoção da chapa de aço foi praticamente extinta ao longo dos 90 minutos, ficando apenas o concreto armado do pilar já existente para suportar a carga da edificação atual e da biblioteca a ser construída. Cabe ressaltar que a estrutura do pilar misto experimenta uma redução de 31,4% da resistência, o que gera uma preocupação adicional quanto aos seus esforços solicitantes no pilar em estudo e de serviço, tendo em vista que em seu dimensionamento não foram considerados os esforços oriundos de carga de incêndio.

4. Conclusões e Sugestões

Os conceitos fundamentais consolidados no presente Trabalho Final de Graduação foram extraídos de citações de alguns trabalhos técnico-científicos referenciados, bem como prescrições estabelecidas pelas principais normas em uso. Estes conceitos completam-se e constituem um importante caminho para que seja possível atingir os objetivos da segurança contra incêndio – minimização de perdas humanas e materiais, sem que sejam ignorados os aspectos econômicos, estéticos e funcionais envolvidos na elaboração de projetos de engenharia.

O estudo desenvolvido, dirigido ao reforço dos futuros pilares mistos da Biblioteca Unificada do Centro de Tecnologia da UFRJ, foi elaborado através da análise de estruturas mistas sob condições de incêndio, sendo feito por meio de simulações, a partir da formulação básica de elementos de condução de calor. Tais procedimentos foram desenvolvidos à luz do Método dos Elementos Finitos como em COOK *et AL*, 1989, levando-se em consideração os efeitos decorrentes da dependência térmica das propriedades dos materiais que formam o pilar misto em estudo.

O procedimento numérico adotado permite a consideração de diferentes modelos de elevação de temperatura no ambiente, através da utilização de curvas de aquecimento previstas pela normalização vigente NBR 14323 (2003).

Os resultados numéricos obtidos pelo modelo desenvolvido, para a configuração geométrica de carregamento térmico e estrutural, foram estimados por meio de uma malha de elementos finitos, analisada no programa SAFIR (2001), dirigido à análise de estruturas em situação de incêndio. Os resultados de variação do campo de temperaturas do pilar estudado com seção-transversal envolvida por material de proteção contra incêndio se mostraram satisfatórios, de acordo com as respostas térmicas estimadas pelo Programa utilizado.

No modelo estudado, a integração entre a resposta termo-estrutural desenvolvida permite estimar, de maneira precisa, o nível de segurança global de estruturas, associada ao Tempo Requerido de Resistência ao Fogo, permitindo-se ainda a identificação dos possíveis modos de colapso e dos carregamentos limites associados. Desse modo, é possível avaliar se o reforço proposto pela adição da chapa de aço externa pode ser avaliada como segura sob o ponto de vista estrutural, sob a ação do incêndio.

A procura da eficiência e da simplicidade da análise, garantindo o rigor

teórico, destacam-se como atributos pretendidos no desenvolvimento da metodologia de análise de estruturas sob ação de incêndios, implementada neste trabalho. Neste sentido, as análises numéricas desenvolvidas seguem os preceitos básicos discutidos ao longo do Curso de Estruturas do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, com base no conceito dos Estados Limites de Serviço.

Com a finalidade de expandir os conhecimentos relacionados à resistência dos pilares mistos em situação de incêndio. Sugere-se, para estudos futuros, a análise realizada neste trabalho para pilares totalmente revestidos por concreto e pilares de seção retangular preenchidos por concreto armado.

5. Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. "Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio". Procedimento. NBR 14323. Projeto de revisão. Rio de Janeiro/RJ, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. "Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações". Procedimento. NBR 14432. Rio de Janeiro/RJ, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio”. Procedimento. NBR 15200. Rio de Janeiro. 2004.

CASTRO, G. G. S., Um método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio. Belo Horizonte/MG, 2005.

COOK, R. D., MALKUS, D. S., PLESHA, M. E., 1989, *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, John Wiley & Sons, New York.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, 2002, *Eurocode 1: Actions on structures -Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*, Brussels.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, 2004, *Eurocode 4: “Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design”*, Brussels.

INSTRUÇÃO TÉCNICA DO CORPO DE BOMBEIROS DE SÃO PAULO "Segurança Estrutural nas Edificações” - Resistência ao fogo dos elementos de construção. IT08. São Paulo/SP, 2001.

FERREIRA, W.G., CORREIA, E.V.S., AZEVEDO, M.S., Dimensionamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio. Vitória/ES, 2006.

FRANSSEN, J.-M., KODUR, V. K. R., MASON, J., 2000, *User's Manual for SAFIR-2001: A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire*, University of Liège, Department Structures du Génie Civil, Service Ponts et Charpentes.

ISO 834-1, 1999, *Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction, Part 1: General Requirements*, ISO – International Organization for Standardization, Geneva.

LANDESMANN, A., “Modelo não-linear inelástico para análise de estruturas metálicas apertadas em condições de incêndio”, Dissertação de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro/RJ, 2003.

PFÈIL, WALTER, PFEIL MICHÈLE, *Estruturas de aço dimensionamento prático*. Livros Técnicos e Científicos - LTC. Rio de Janeiro/RJ, 2008.

REVISTA TÉCNICA – Edição 99 anos 13 junho de 2005 – págs. 56 a 61 – Artigo: “Estruturas de concreto em situação de incêndio” - LOTURCO, B.

STOLLARD, P., JOHNSTON, L., 1994, *Design Against Fire: An Introduction to Fire Safety Engineering Design*, London. Spon.

VARGAS, M.R., SILVA, V.P., *Resistência ao fogo das estruturas de aço*. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia - IBS; Centro Brasileiro de Construção em Aço - CBCA, 2003.

6. Anexos

Anexo A: Classificação das edificações quanto a sua ocupação segundo a NBR 14432(2001);

Anexo B: Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos, segundo a NBR 14432 (2001);

Anexo C: Planta baixa da Biblioteca Unificada do Centro de Tecnologia da UFRJ;

Anexo D: Cortes transversal e longitudinal da Biblioteca Unificada do Centro de Tecnologia da UFRJ;

Anexo E: Detalhamento da seção transversal do pilar.

Anexo A: Classificação das edificações quanto a sua ocupação segundo a NBR 14432(2001)

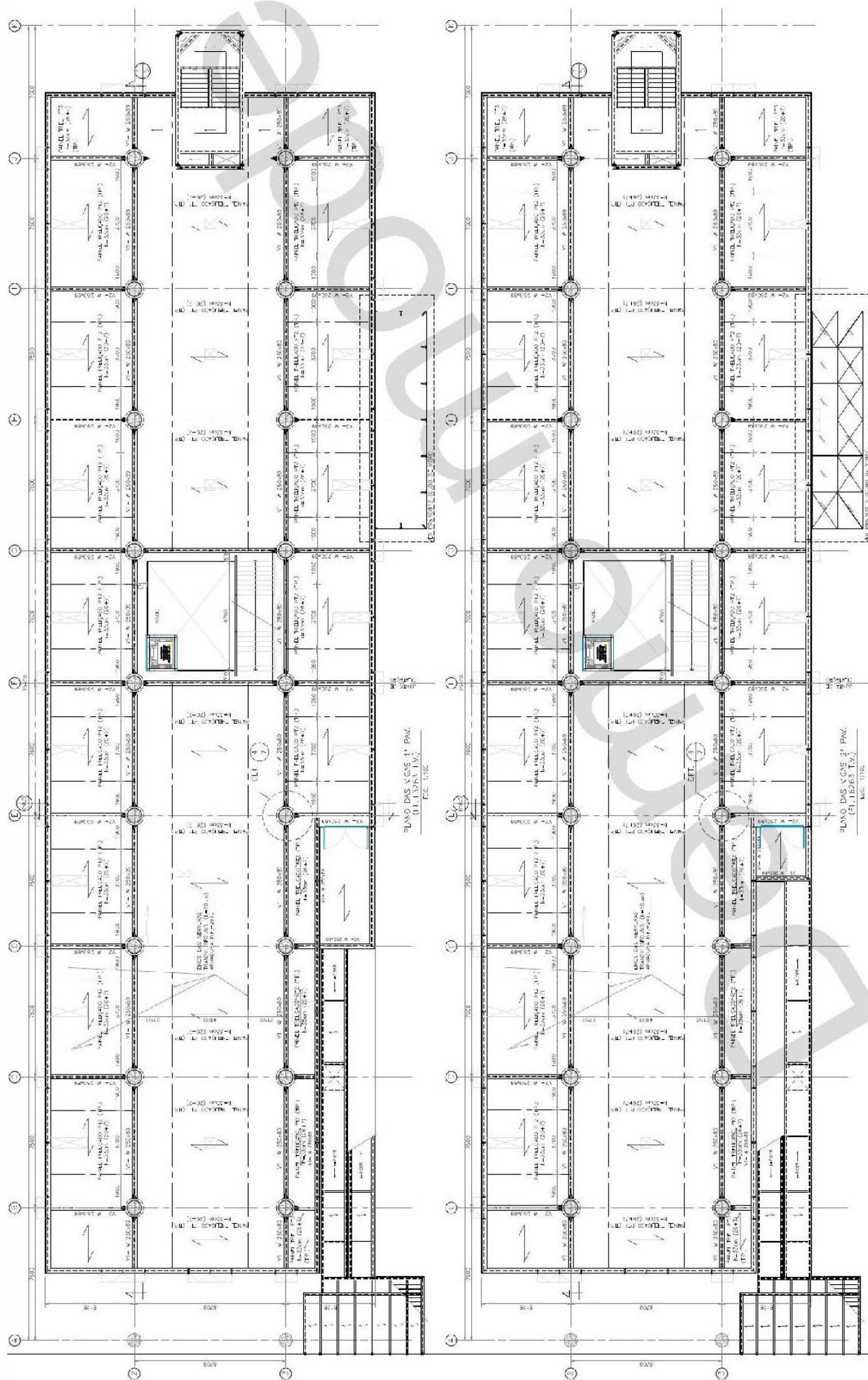
Tabela B.1 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitações coletivas	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Amarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio de grande e médio portes	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercado e outros
		C-3	Centros comerciais	Centro de compras em geral (<i>shopping centers</i>)
D	Serviços profissionais pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros laboratórios de análises clínicas sem internação, centro profissionais e outros
		D-2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
E	Educativa e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitário e outros
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais ginástica (artística, dança musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e outros
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
F	Locais de reunião pública	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Museus, centros de documentos históricos e outros
		F-2	Templos e auditórios	Igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral
		F-3	Centros esportivos	Estádios, ginásios e piscinas cobertas com arquibancadas, arenas em geral
		F-4	Estações e terminais de passageiros	Estações rodoviárias, aeroportos, estações de transbordo e outros
		F-5	Locais de produção e apresentação de artes cênicas	Teatros em geral cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e outros

Anexo B: Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos, segundo a NBR 14432 (2001).

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ₂ h _s > 10 m	Classe S ₁ h _s ≤ 10 m	Classe P ₁ h ≤ 6 m	Classe P ₂ 6 m < h ≤ 12 m	Classe P ₃ 12 m < h ≤ 23 m	Classe P ₄ 23 m < h ≤ 30 m	Classe P ₅ h > 30 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Anexo C: Planta baixa da Biblioteca Unificada do Centro de Tecnologia da UFRJ.



Anexo D: Cortes transversal e longitudinal da Biblioteca Unificada do Centro de Tecnologia da UFRJ

