

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

DIREÇÃO DE ENSINO

COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

MAXSUEL ARAÚJO DOS SANTOS

**VERIFICAÇÃO DO ATENDIMENTO ÀS EXIGÊNCIAS DA SEGURANÇA CONTRA
INCÊNDIO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DO
PAVILHÃO DE CONSTRUÇÃO CIVIL E DO PAVILHÃO LEYDA RÉGIS DO
IFS – CAMPUS ARACAJU**

MONOGRAFIA

ARACAJU

2022

MAXSUEL ARAÚJO DOS SANTOS

**VERIFICAÇÃO DO ATENDIMENTO ÀS EXIGÊNCIAS DA SEGURANÇA CONTRA
INCÊNDIO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DO
PAVILHÃO DE CONSTRUÇÃO CIVIL E DO PAVILHÃO LEYDA RÉGIS DO
IFS – CAMPUS ARACAJU**

Monografia apresentada como requisito parcial
à obtenção do título de Bacharel, da
Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do
Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. M.Sc. Euler Wagner Freitas
Santos

ARACAJU

2022

Ficha catalográfica elaborada pela Bibliotecária Geocelly Oliveira Gambardella / CRB-5 1815,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Santos, Maxsuel Araújo dos.

S237v Verificação do atendimento às exigências da segurança contra
incêndio de elementos estruturais em concreto armado do pavilhão de
Construção Civil e do pavilhão Leyda Régis do IFS – campus Aracaju. /
Maxsuel Araújo dos Santos. – Aracaju, 2022.

89 f. : il.

Orientador: Prof. Me. Euler Wagner Freitas Santos. Monografia
(Graduação - Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de
Sergipe, 2022.

1. Situação de incêndio. 2. Elemento estrutural. 3. Concreto armado.
4. NBR 14432:2001. 5. NBR 15200:2012. 6. Instituto Federal de
Sergipe - IFS. I. Santos, Euler Wagner Freitas. II. Título.

CDU 624(81)

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Título da Monografia Nº 216

**VERIFICAÇÃO DO ATENDIMENTO ÀS EXIGÊNCIAS DA SEGURANÇA
CONTRA INCÊNDIO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO
ARMADO DO PAVILHÃO DE CONSTRUÇÃO CIVIL E DO PAVILHÃO LEYDA
RÉGIS DO IFS – CAMPUS ARACAJU**

MAXSUEL ARAÚJO DOS SANTOS

Esta monografia foi apresentada às 10h do dia 09 de fevereiro de 2022 como requisito parcial para a obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.



Prof. M.Sc. Lucas da Mata Rocha Menezes
(UFAL – Campus Maceió)



Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da Conceição
(IFS – Campus Aracaju)



Prof. M.Sc. Euler Wagner Freitas Santos
(IFS – Campus Aracaju)
Orientador

Prof. Dr. Pablo Gleydson de Sousa
(IFS – Campus Aracaju)
Coordenador da COEC

Dedico este trabalho a Deus e a todos que, de alguma
forma, me ajudaram chegar até aqui.

AGRADECIMENTOS

Uma folha será pouco para agradecer a cada pessoa que foi peça essencial nessa conquista em minha vida. Foram períodos de altos e baixos, vitórias e aperreios, porém no final posso dizer que tudo valeu a pena e que me fez evoluir muito como ser humano. Desde já peço desculpas aqueles que possa acabar não citando aqui, mas sintam-se também abraçados com as palavras abaixo.

Agradeço, acima de tudo, à Deus por guiar todos os meus caminhos e escolhas. Sinto-me muito abençoado.

A minha família, em especial minha mãe Zuleide e meu irmão Michel. Vocês quem mais viveram de perto todo esse ciclo, muitas vezes precisando aturar meu mau humor e cansaço diário. Vocês são grandes exemplos para mim.

Ao meu orientador, Prof. M.Sc. Euler Wagner, por toda atenção e dedicação. Quem conhece sabe o “paizão” que é com seus alunos. Agradeço também pela paciência e por sempre me desenvolver pela busca de realizar o meu melhor.

Ao diretor geral, Elber Gama, aos membros COLED e ao setor de manutenção do IFS – campus Aracaju. Minha gratidão por toda atenção e disponibilidade durante a realização das medições e ensaios no instituto.

Aos meus professores da COEC por todo conhecimento passado. Indo além, por toda motivação ao longo do curso e por sempre estarem disponíveis no que fosse preciso. Vocês são grandes exemplo na educação.

A minha amiga e parceira na mesma linha de estudo, Tayná, pelas várias tardes juntos para concluirmos nosso trabalho com sucesso. E aos amigos que formei ao longo do curso, em especial Jonas, Jafé, Milena, Larissa, Isabele, Felipe, Marcelo, Daniele, Hendryck, Gabrielly, Nathália, Sarah e Meyrienne. Ter vocês juntos nessa trajetória tornou o percurso mais leve e muito mais divertido. Foram tantas histórias que é impossível resumir aqui. Estarei sempre na torcida pelo sucesso de vocês.

A EMPREENG, ao CAEC e aos estágios realizados. Foram grandes casas de aprendizagem e evolução. Devo muito a vocês meu desenvolvimento profissional.

Enfim, gratidão a tudo e a todos. Concluo esse ciclo e me sentindo desafiado em busca de novas conquistas.

“O pouco era simples, o tudo foi a opção.
Será irreal ter o mundo em minhas mãos?”
(Scalene)

RESUMO

SANTOS, Maxsuel Araújo dos. **Verificação do atendimento às exigências da segurança contra incêndio de elementos estruturais em concreto armado do pavilhão de Construção Civil e do pavilhão Leyda Régis do IFS – campus Aracaju**. 89f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2022.

Mesmo se tratando de um sinistro com baixa probabilidade de ocorrência, a ação do fogo na estrutura de uma edificação pode ocasionar o seu colapso, gerando tragédias com perdas materiais e humanas. Por isso a importância de seguir as prescrições normativas e as legislações durante as etapas de projeto e execução, ou até mesmo na avaliação de edificações antigas, construídas antes da vigência dessas diretrizes. Desse modo, o presente trabalho buscou verificar o atendimento da segurança contra incêndio de elementos estruturais em concreto armado de edificações do Instituto Federal de Sergipe – campus Aracaju, seguindo as solicitações da ABNT NBR 14432:2001 e a ABNT NBR 15200:2012. Foram dois pavilhões analisados, adotando-se medições diretas e indiretas na determinação das dimensões dos elementos. As dimensões coletadas em campo permitiram a realização do comparativo com as mínimas em norma, chegando-se a constatação que as vigas e as lajes atenderam em 100% as exigências, no que diz respeito as larguras e as espessuras, respectivamente, além de também terem seus cobrimentos em conformidade. Todos os pilares atenderam quanto as larguras mínimas, porém em relação aos cobrimentos, 19,05% não atenderam ao solicitado. Ainda assim, levando-se em conta que nos cobrimentos de campo houve descontos para retratar uma pior situação, favorável à segurança, pode-se dizer que as edificações do IFS – campus Aracaju apresentaram um ótimo atendimento quanto as verificações. Outro fator importante foi apresentar a eficiência do uso de ensaios não destrutivos nas avaliações, sendo menos invasivos, especialmente mediante a idade das construções.

Palavras-chave: Situação de incêndio. Elementos estruturais. Concreto armado. Campus Aracaju.

ABSTRACT

SANTOS, Maxsuel Araújo dos. ***Verification of compliance with fire safety requirements of structural elements in reinforced concrete of the Civil Construction pavilion and the Leyda Régis pavilion of the IFS – Aracaju campus***. 89f. Monography (Bachelor of Civil Engeneering) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2022.

Even in the case of an accident with a low probability of occurrence, the action of fire on the structure of a building can cause its collapse, generating tragedies with material and human losses. That is why it is important to follow the normative prescriptions and legislation during the design and execution stages, or even in the evaluation of old buildings, built before the validity of these guidelines. Thus, the present work sought to verify the fire safety compliance of structural elements in reinforced concrete of buildings at the Federal Institute of Sergipe - Aracaju campus, following the requests of ABNT NBR 14432:2001 and ABNT NBR 15200:2012. Two pavilions were analyzed, adopting direct and indirect measurements to determine the dimensions of the elements. The dimensions collected in the field allowed the comparison with the minimum dimensions standards, reaching the conclusion that the beams and slabs met the requirements in 100%, with regard to widths and thicknesses, respectively, in addition to also having your covers accordingly. All pillars met the minimum widths, but in relation to coverings, 19.05% did not meet the requirements. Even so, taking into account that there were discounts in the field coverings to portray a worse situation, favorable to safety, it can be said that the buildings of the IFS - Aracaju campus presented excellent service in terms of verifications. Another important factor was to present the efficiency of the use of non-destructive tests in the evaluations, being less invasive, especially according to the age of the buildings.

Keywords: *Fire situation. Structural elements. Reinforced concrete. Campus Aracaju.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Transformações físico-químicas do concreto em temperaturas elevadas.	18
Figura 2 - Fator de redução da resistência do concreto silicoso e calcário.	19
Figura 3 - Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto à altas temperaturas.....	21
Figura 4 - Fenômeno <i>spalling</i> ocorrido em um pilar de concreto armado.	22
Figura 5 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.	23
Figura 6 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.	24
Figura 7 - Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.	26
Figura 8 - Curvas de incêndio-padrão em função da temperatura x tempo.	35
Figura 9 - Ilustração das dimensões mínimas para vigas de diferentes tipos de seção transversal.	36
Figura 10 - Ilustração das dimensões mínimas para verificação das vigas.	37
Figura 11 - Ilustração das dimensões mínimas para verificação das lajes.	38
Figura 12 – Métodos de dimensionamento de um elemento estrutural em situação de incêndio.	39
Figura 13 - Componentes do equipamento <i>Profometer 5+</i>	44
Figura 14 - Ilustração da espessura (e) da camada de concreto.	44
Figura 15 - Componentes do equipamento <i>Pundit Lab+</i>	45
Figura 16 - Transmissão direta (a), semidireta (b) e indireta (c).	46
Figura 17 - Equipamento <i>Silver Schmidt</i> para ensaio de esclerometria.	47
Figura 18 - Esquema estático do esclerômetro.	47
Figura 19 - Cabo/sonda desconectados (a) e cabo/sonda conectados (b).	49
Figura 20 - Manuseio do <i>Profometer 5+</i> durante o ensaio.	49
Figura 21 - Tela de configuração do <i>Pundit Lab+</i>	50
Figura 22 - Compatibilidade da frequência dos transdutores com o do aparelho <i>Pundit Lab+</i>	51
Figura 23 - Processo de calibração do equipamento <i>Pundit Lab+</i>	51
Figura 24 - Ensaio teste (a) e leitura encontrada (b).	52
Figura 25 - Aferição do aparelho <i>Silver Schmidt</i>	53
Figura 26 - Preparação da superfície com auxílio da pedra esmeril.	54
Figura 27 - Manuseio do <i>Silver Schmidt</i> durante o ensaio.	55

Figura 28 - Representação da malha de 8.000mm ² (90x90mm).	56
Figura 29 - Disposição arquitetônica do IFS - campus Aracaju.	59
Figura 30 - Medições diretas com o paquímetro (a) e com a trena metálica (b).	61
Figura 31 - Medição indireta com o pacômetro.	62
Figura 32 - Análise de ponto existente de escarificação na marquise da entrada principal.	63
Figura 33 - Processo de escarificação (a) e medição com o paquímetro (b).	63
Figura 34 - Área de ensaio após realização do ensaio de esclerometria.	64
Figura 35 - Escarificação da viga (a) e da laje (b).	65
Figura 36 – Pontos com aberturas na laje do pavimento térreo (a) e as armaduras expostas (b).	66
Figura 37 - Larguras das vigas medidas nos ambientes.	73
Figura 38 - Cobrimentos das vigas medidas nos ambientes.	74
Figura 39 - Espessuras das lajes medidas nos ambientes.	75
Figura 40 - Cobrimentos das lajes medidas nos ambientes.	75
Figura 41 - Larguras dos pilares medidos nos ambientes do bloco de Construção Civil.	77
Figura 42 - Larguras dos pilares medidos nos ambientes do bloco Leyda Régis. ...	77
Figura 43 - Cobrimentos dos pilares medidos nos ambientes do bloco de Construção Civil.	78
Figura 44 - Cobrimentos dos pilares medidos nos ambientes do bloco Leyda Régis.	78
Figura 45 - Percentual de pilares que não atenderam ao cobrimento.	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores das relações $k_{c,\theta}$ para concretos de massa específica normal (2000 e 2800 kg/m ³) preparados predominantemente com agregados silicosos e calcários.	20
Tabela 2 - Valores das relações $k_{s,\theta}$ e $k_{Es,\theta}$ para aços de armadura passiva.	25
Tabela 3 - Tempos requeridos de resistência ao fogo, em minutos.	32
Tabela 4 - Classificação das edificações pertencentes ao grupo E quanto à sua ocupação.	32
Tabela 5 - Valores das cargas de incêndio específicas.	33
Tabela 6 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.	36
Tabela 7 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos.	36
Tabela 8 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas.	37
Tabela 9 - Dimensões mínimas para lajes contínuas.	37
Tabela 10 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo.	38
Tabela 11 - Dimensões mínimas para pilares-parede.	38
Tabela 12 - Relação entre a velocidade e a qualidade do concreto.	52
Tabela 13 - Definição do TRRF de acordo com a edificação.	68
Tabela 14 - Cobrimentos estimados com o auxílio do pacômetro.	69
Tabela 15 - Determinação da camada de reboco com o auxílio do paquímetro.	69
Tabela 16 - Medições em elementos do bloco de Construção Civil e das marquises.	70
Tabela 17 - Medições das lajes do bloco Leyda Régis.	71
Tabela 18 - Dimensões das vigas do bloco de Construção Civil.	73
Tabela 19 - Dimensões das lajes do bloco Leyda Régis e das marquises.	75
Tabela 20 - Dimensões dos pilares do bloco de Construção Civil e do Leyda Régis.	76
Tabela 21 - Aferição do esclerômetro e determinação do coeficiente de correção (k).	80
Tabela 22 - Índices esclerométricos médios efetivos (IE_{α}) e os coeficientes de variação.	81

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	16
2.1	OBJETIVOS GERAIS	16
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	16
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
3.1	MATERIAIS DO CONCRETO ARMADO EM CASO DE INCÊNDIO	17
3.1.1	Propriedades e Comportamento do Concreto	17
3.1.1.1	Resistência à compressão.....	19
3.1.1.2	Relação tensão-deformação.....	20
3.1.1.3	O efeito <i>spalling</i>	21
3.1.2	Propriedades e Comportamento do Aço.....	22
3.1.2.1	Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade	23
3.1.2.2	Relação tensão-deformação.....	25
3.2	LEGISLAÇÕES E NORMAS BRASILEIRAS PARA CASO DE INCÊNDIO	27
3.2.1	Instruções Técnicas dos Corpos de Bombeiros.....	28
3.2.2	A ABNT NBR 14432:2001	29
3.2.3	A ABNT NBR 15200:2012	29
3.2.3.1	Método tabular.....	30
3.2.3.2	Outros métodos	31
3.3	TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO	31
3.3.1	Relação entre o TRRF e a Curva de Incêndio-Padrão	33
3.3.2	Relação entre o TRRF e o Dimensionamento dos Elementos Estruturais.....	35
3.3.3	Diferença entre o TRRF e o TRF	38
3.4	SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS EM CASO DE INCÊNDIO	40
3.4.1	Ações e Solicitações em Estruturas de Concreto	40
3.5	AVALIAÇÃO <i>IN LOCO</i> DAS ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO	42
3.5.1	Levantamento Cadastral.....	42
3.5.2	Aplicação de Ensaios Não Destrutivos	43
3.5.2.1	Ensaio de pacometria.....	43
3.5.2.2	Ensaio de ultrassonografia	45
3.5.2.3	Ensaio de esclerometria	46

4	MANUAIS E PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS.....	48
4.1	ENSAIO DE PACOMETRIA.....	48
4.2	ENSAIO DE ULTRASSONOGRAFIA	50
4.3	ENSAIO DE ESCLEROMETRIA.....	53
5	SOBRE O INSTITUTO FEDERAL DE SERGIPE – CAMPUS ARACAJU	57
6	METODOLOGIA	60
6.1	REALIZAÇÃO DAS MEDIÇÕES <i>IN LOCO</i>	60
6.1.1	Bloco de Construção Civil e Marquises da Entrada Principal	64
6.1.2	Bloco Leyda Régis	65
7	RESULTADOS E DISCUSSÕES	67
7.1	ANÁLISE DOS DADOS CONFORME A ABNT NBR 14432:2001	67
7.2	ANÁLISE DOS DADOS CONFORME A ABNT NBR 15200:2012	68
7.2.1	Comparativo das Dimensões de Campo e da Mínima para Vigas.....	72
7.2.2	Comparativo das Dimensões de Campo e da Mínima para Lajes	74
7.2.3	Comparativo das Dimensões de Campo e da Mínima para Pilares.....	76
7.3	ANÁLISE DOS DADOS DOS ENSAIOS DE ESCLEROMETRIA	80
8	CONCLUSÕES	82
	REFERÊNCIAS.....	85
	APÊNDICE A – PLANTAS BAIXAS DO BLOCO DE CONSTRUÇÃO CIVIL	88
	APÊNDICE B – PLANTAS BAIXAS DO BLOCO LEYDA RÉGIS	89

1 INTRODUÇÃO

Ocorrências de incêndios ao longo da história da humanidade foram marcadas por desastrosas tragédias. O primeiro grande incêndio que se tem registro foi o de Roma, em 19 de julho de 64, que durou nove dias e devastou boa parte da cidade, com milhares de vítimas e edificações destruídas. E ao longo dos anos novos casos históricos foram surgindo, valendo destacar o de Londres, em 2 de setembro de 1666, e o de Chicago, em 8 de outubro de 1871. Um ponto em comum desses acontecimentos de incêndio foi a destruição de praticamente toda cidade, por se tratar de construções antigas e, na época, ser comum o emprego de estruturas de madeira e a existência de ruas estreitas, o que facilitava a propagação do fogo de uma forma mais rápida.

O avanço de técnicas construtivas propiciou novas formas de construções e assim uma modernização das cidades. A maioria das estruturas usadas nas edificações passaram a ser em concreto armado e as casas, anteriormente unifamiliar e térreas, deram espaço à grandes edifícios, dispostos em ruas mais largas e com um relativo afastamento entre elas. Essa nova modelagem diminuiu os casos de incêndios em cadeia, com o sinistro começando a se restringir ao edifício que propiciou a ação do fogo. Porém, grandes tragédias ocasionadas pelo incêndio ainda continuam ocorrendo.

Em Silva (2016), destacam-se quatro grandes incêndios ocorridos nos Estados Unidos, no início do século XX. As ocorrências desses sinistros foram, de forma sucessiva, no teatro Iroquois (1903), no Opera Rhoads (1908), no Lake View Elementary School (1908) e no Triangle Shirtwaist Company (1911). Anteriormente a eles, a principal atenção aos casos de incêndios era relacionada a proteção do patrimônio. As mortes ocasionadas com essas tragédias colocou em pauta a maior atenção a preservação da vida humana no país mediante a ocorrência desse sinistro. Assim, em seu manual de proteção contra incêndios (*fire protection handbook*), publicado pela *National Fire Protection Association* (NFPA), em sua quinta edição do ano de 1914, houve a criação do comitê de segurança da vida, visando não só a proteção de propriedades, mas principalmente de vidas.

No Brasil, somente a partir da década de 70 veio à tona a necessidade de uma atenção especial a segurança contra incêndio, com os casos dos edifícios Andraus (1972) e Joelma (1974), onde a partir desses incidentes foram surgindo as

legislações e normas técnicas. Em se tratando do Brasil, referente a segurança contra incêndio em estruturas de concreto armado, tem-se as seguintes normas: a ABNT NBR 14432:2001 e a ABNT NBR 15200:2012. Além das instruções técnicas brasileiras de cada estado, em especial a IT n.º 08/2011 do estado de São Paulo, referência até mesmo para a elaboração das normas.

Apesar de todo o exposto anteriormente, a hipótese de ocorrência desse sinistro costuma não ser considerada durante as etapas de projeto e execução das edificações, em virtude da baixa probabilidade de ocorrência, conforme citado na ABNT NBR 8681:2004. Outro ponto relevante a se destacar envolve a questão da segurança contra incêndio em edificações antigas, nas quais suas estruturas foram concebidas antes mesmo da vigência das diretrizes técnicas que norteiam projetos e execução de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

Para esses casos em que as diretrizes técnicas contra incêndio eram inexistentes à época da construção, torna-se necessário que se faça uma inspeção de análise, utilizando nas investigações métodos menos invasivos e menos destrutíveis possíveis, justamente pela idade da construção. Outro fator quanto as edificações antigas é muitas vezes a ausência de projetos, tendo assim a necessidade de um levantamento cadastral para mapear o local.

O intuito do presente estudo foi verificar as dimensões de elementos estruturais em concreto armado, de modo a comparar com as dimensões mínimas exigidas em norma. Para isso, a abordagem seguiu no mapeamento do local, com a realização de medições e auxílio de ensaios não destrutivos. O local escolhido foi o Instituto Federal de Sergipe – campus Aracaju, que possui edifícios em concreto armado, alguns construídos há quase 60 anos.

A organização do trabalho foi dividida em seções, de forma sequenciada, para ter um embasamento do que se trata o estudo e quais as suas motivações. A seguir, a seção 2 corresponde aos objetivos gerais e específicos. A seção 3 apresenta as principais bases do trabalho, através da fundamentação teórica. Os manuais e procedimentos dos ensaios não destrutivos estão na seção 4. As descrições das edificações do Instituto Federal de Sergipe – campus Aracaju estão na seção 5. Na seção 6 tem-se uma abordagem mais voltadas as atividades práticas, com a metodologia que foi aplicada no estudo. A seção 7 apresentando os resultados obtidos e as discussões dos dados. Por fim, na seção 8, tem-se as conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2 OBJETIVOS

A seguir são apresentados os objetivos gerais e específicos do presente estudo.

2.1 OBJETIVOS GERAIS

Verificar o atendimento às exigências da segurança contra incêndio de edificações do Instituto Federal de Sergipe – campus Aracaju, conforme o disposto nas prescrições normativas que tratam desse sinistro em elementos estruturais de concreto armado.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Identificar as dimensões dos elementos estruturais em concreto armado através de instrumentos de medições diretas e do uso de equipamento de ensaio não destrutivo, a fim de comparar com as exigidas em norma;

Contribuir em difundir a aplicação e a avaliação da eficiência do emprego de ensaios não destrutivos na análise de elementos estruturais de concreto armado quanto ao atendimento das especificações normativas relativas à segurança contra incêndio e outras exigências correlacionadas;

Avaliar a confiabilidade do uso de equipamentos de ensaios não destrutivos na determinação dos cobrimentos dos elementos estruturais para fins de análises referentes às exigências de incêndio em estruturas de concreto armado e outras correlatas;

Comparar as dimensões coletadas em campo com as dimensões mínimas do método tabular da ABNT NBR 15200:2012.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Antes da abordagem prática referente aos trabalhos de campo, é necessário compreender as razões que motivaram a realização do estudo e até mesmo apresentar quais as referências que serviram de fundamento. Em virtude disso, neste capítulo é contextualizado sobre os elementos estruturais de concreto armado em situação de incêndio, desde as propriedades dos seus materiais componentes até as questões legislativas e normativas que tratam do assunto, dimensionamento dos elementos, segurança e avaliação das estruturas.

3.1 MATERIAIS DO CONCRETO ARMADO EM CASO DE INCÊNDIO

Em condições naturais de uso, para qual foi dimensionado, o concreto armado possui entre suas características uma boa resistência aos esforços de compressão e de tração, por apresentar em sua composição o material concreto, com barras de aço incorporadas. Esses dois materiais em conjunto devem garantir o monolitismo para o elemento estrutural de concreto armado, formando uma forte aderência entre o concreto e as barras de aço.

Quando exposto a uma ação adversa de uso, como o caso de um sinistro de incêndio, o concreto armado torna-se mais sensível com o aumento e duração do aquecimento. Submetido a uma temperatura superior a 100°C, o concreto armado vai perdendo gradativamente suas características, tendo seus materiais constituintes sofrendo transformações físicas, químicas e mineralógicas com o aumento da temperatura, ocasionando assim problemas como a redução da aderência entre o concreto e o aço, além da perda de resistência do concreto (COSTA, 2008).

A seguir tem-se uma abordagem mais específica quanto as possíveis transformações devido a uma situação de incêndio nos materiais do concreto armado, sendo eles: o concreto e o aço.

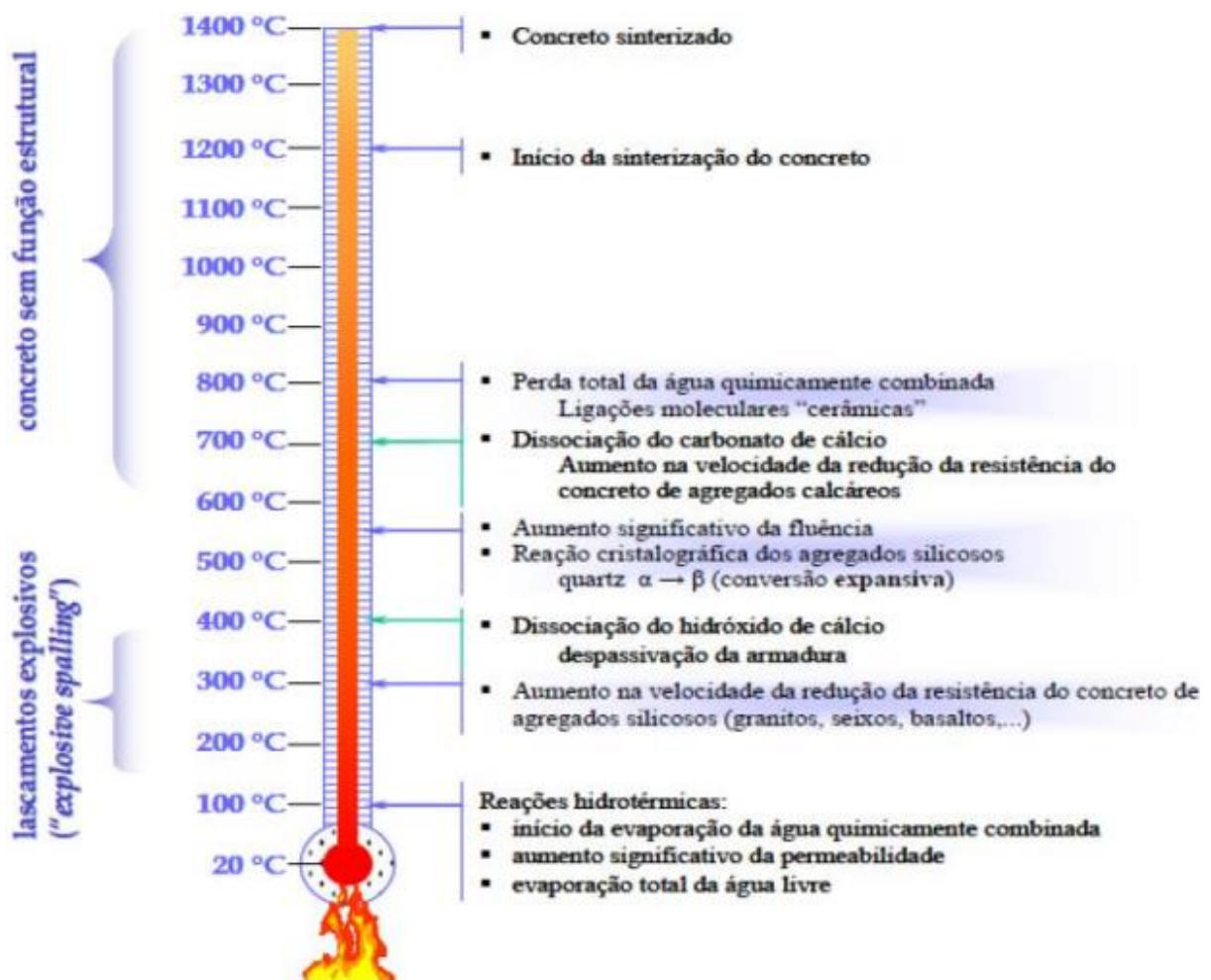
3.1.1 Propriedades e Comportamento do Concreto

O concreto tem suas propriedades modificadas quando esse material é exposto ao calor (NEVILLE, 2016). Em comparação a outros materiais usados nas estruturas das construções, o concreto é capaz de manter resistência suficiente por

um tempo razoavelmente longo durante situação de incêndio, sem desmoronamento imediato. E por possuir baixa condutibilidade térmica, o concreto consegue prevenir a propagação do fogo para outros ambientes da edificação, até certo ponto (BATTAGIN & SILVEIRA, 2018).

Porém, mesmo o concreto possuindo baixa condutibilidade térmica, o aquecimento do material em elevadas temperaturas, com o passar do tempo, provoca efeitos como a diminuição da resistência mecânica e, a depender da situação, a ocorrência do fenômeno de deslocamento explosivo, denominado *spalling*. A figura 1 apresenta as transformações físico-químicas no concreto endurecido com a variação de temperatura, segundo os estudos de Costa (2008).

Figura 1 – Transformações físico-químicas do concreto em temperaturas elevadas.



Fonte: Costa (2008).

3.1.1.1 Resistência à compressão

Em temperaturas na ordem de 150°C, o concreto vai perdendo de forma progressiva sua resistência mecânica à compressão (SILVA, 2016). Atingindo algo em torno de 300°C, a resistência mecânica à compressão cai cerca de 25% (Robert *et al*, 2014). Conforme a ABNT NBR 15200:2012, a redução da resistência à compressão do concreto em exposição a altas temperaturas é encontrada a partir da equação 1.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} * f_{ck} \quad (\text{eq. 1})$$

onde:

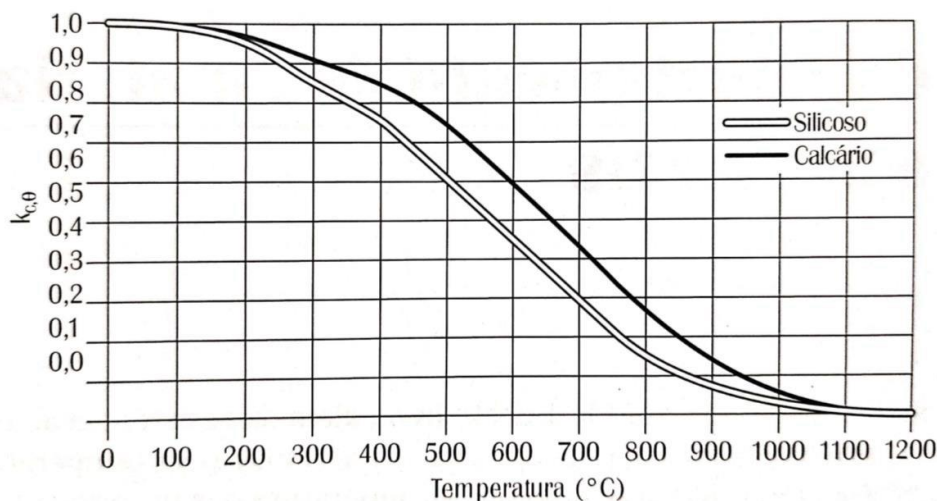
$f_{c,\theta}$ é a resistência à compressão do concreto à temperatura θ , em MPa;

$k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , sendo adimensional;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente, em MPa.

O fator de redução $k_{c,\theta}$ varia de acordo com a mudança de temperatura e ainda é dependente do tipo de agregado predominante no concreto, classificando em agregados silicosos ou calcários. Concretos preparados predominantemente com agregados silicosos apresentam pior comportamento em exposição ao fogo (SILVA, 2016). A figura 2 apresenta o decrescimento da resistência à compressão do concreto com o aumento da temperatura, apresentando o comportamento de concretos preparados predominantemente com agregados silicosos e calcários.

Figura 2 – Fator de redução da resistência do concreto silicoso e calcário.



Fonte: Silva (2016).

A tabela 1 mostra os valores de fator de redução em função da temperatura, separados em colunas para agregados silicosos e calcários. Nos casos de valores intermediários de temperatura, não obtidos na tabela de forma direta, pode ser realizada interpolação linear.

Tabela 1 – Valores das relações $k_{c,\theta}$ para concretos de massa específica normal (2000 e 2800 kg/m³) preparados predominantemente com agregados silicosos e calcários.

Temperatura do concreto (°C)	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$	
	Agregados silicosos	Agregados calcários
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

3.1.1.2 Relação tensão-deformação

Em seu anexo B, a ABNT NBR 15200:2012 faz a construção do diagrama completo tensão-deformação do concreto a temperaturas elevadas, obedecendo a equação 2. A figura 3 mostra, de forma genérica, o aspecto dos diagramas tensão-deformação do concreto em altas temperaturas.

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} * 3 * (\epsilon_{c,\theta}/\epsilon_{c1,\theta}) / (2 + (\epsilon_{c,\theta}/\epsilon_{c1,\theta})^3) \quad (\text{eq. 2})$$

onde:

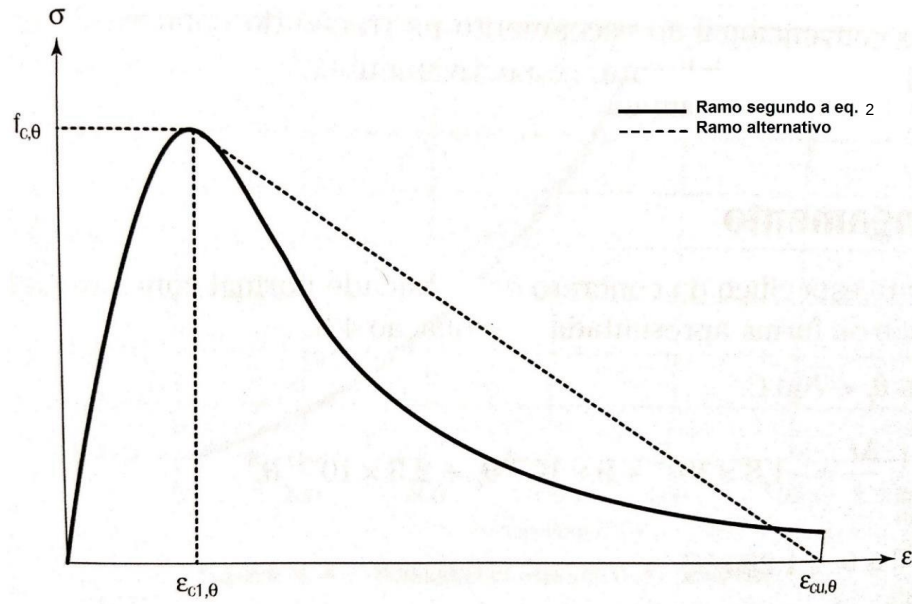
$\sigma_{c,\theta}$ é o valor da tensão de compressão no concreto à temperatura elevada θ , em MPa;

$f_{c,\theta}$ é a resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ , em MPa;

$\epsilon_{c,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada θ , sendo adimensional;

$\epsilon_{c1,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ , sendo adimensional.

Figura 3 – Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto à altas temperaturas.



Fonte: Adaptado de Silva (2016).

Para o ramo descendente do diagrama tensão-deformação do concreto é permitido adotar-se uma linha reta entre $\epsilon_{c1,\theta}$ e $\epsilon_{cu,\theta}$ (deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada θ), além da modelagem por equação, de modo a simplificar o diagrama.

3.1.1.3 O efeito *spalling*

De acordo com Britez & Costa (2011), o fenômeno físico conhecido por *spalling*, ou ainda lascamento explosivo, define-se como sendo o deslocamento de camadas ou pedaços de concreto da superfície de um elemento estrutural em exposição a temperaturas elevadas, proveniente do cenário de um incêndio. O *spalling* é, em teoria, originado da formação de pressão de vapor de água nos poros, que surge no interior do concreto em decorrência de um período de aquecimento. Logo, quanto menos permeável for o concreto e o aquecimento se elevar de forma rápida, maiores serão as chances de ocasionar o lascamento (NEVILLE, 2016).

Em caso de concreto de alta resistência a atenção deve ser redobrada quanto o fenômeno de *spalling*. A formação de pressão de vapor de água é mais propício de ocorrer em concreto de alta resistência, devido sua baixa permeabilidade, quando

comparado ao concreto de resistência normal. Na faixa dos 300°C essa pressão pode atingir valores que sejam superiores da resistência à tração do concreto, originando o deslocamento explosivo (KODUR, 2000), como mostra a figura 4.

Figura 4 – Fenômeno *spalling* ocorrido em um pilar de concreto armado.



Fonte: Kodur (2000).

3.1.2 Propriedades e Comportamento do Aço

Diferente do concreto, o aço é um bom condutor de calor. O calor advindo de uma situação de incêndio se manifesta mais rápido ao longo das barras de aço, enquanto o concreto permanece em temperatura mais amena. Por esse motivo, o concreto age como uma importante barreira de proteção das armaduras (LASKE & IBRAHIM, 2018).

Em um sinistro de incêndio, o aço se funde à temperatura de 1550°C. Porém as máximas temperaturas comumente alcançadas beiram os 1200°C. Por isso, o risco das armaduras se fundirem durante o incêndio é muito improvável (FERREIRA, 1998).

Dentre as propriedades mais importantes avaliadas do aço exposto a altas temperaturas, vale destacar sua resistência ao escoamento e módulo de elasticidade, como também a relação tensão-deformação. Lembrando que as armaduras de aço usadas no concreto armado são classificadas como armaduras passivas, pois não são capazes de produzir forças de protensão, ou seja, elas não são previamente alongadas.

3.1.2.1 Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade

A redução da resistência ao escoamento do aço da armadura passiva com a elevação da temperatura é obtida através da equação 3, conforme destacada na ABNT NBR 15200:2012.

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} * f_{yk} \quad (\text{eq. 3})$$

onde:

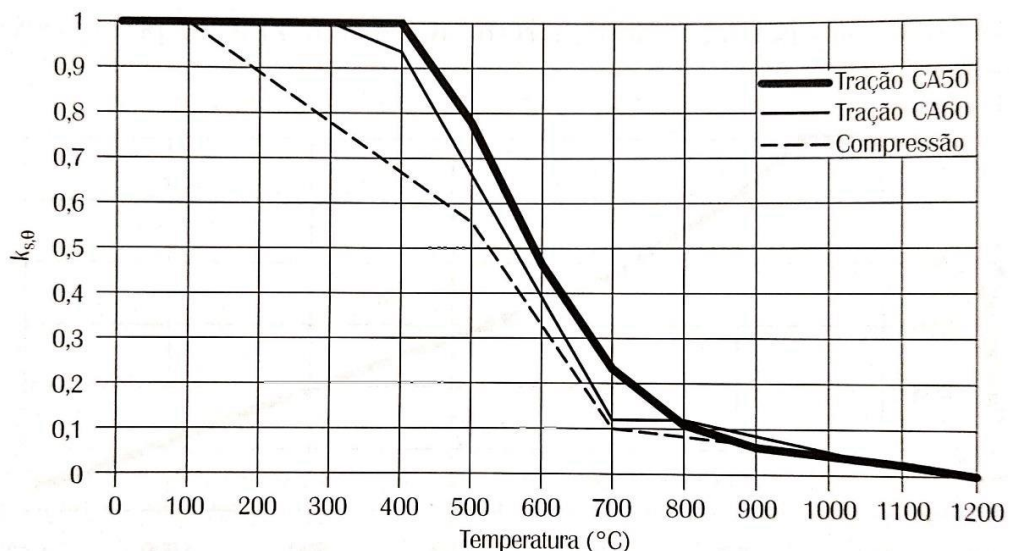
$f_{yk,\theta}$ é a resistência característica da armadura passiva à temperatura θ , em MPa;

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço de armadura passiva à temperatura θ , sendo adimensional;

f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente, em MPa.

O fator de redução $k_{s,\theta}$ é determinado levando em consideração o tipo de aço utilizado (CA-50 ou CA-60), o tipo de esforço (tração ou compressão) e a deformação específica (ϵ_y) em uma temperatura θ , conforme mostrado na figura 5.

Figura 5 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

O patamar de escoamento do aço em situação de incêndio é admitido para uma deformação $\epsilon_{y,\theta} = 2\%$. As curvas cheias são aplicáveis quando $\epsilon_{y,\theta}$ for superior ou igual a 2%, adotando fatores de redução de resistência convencional ao

escoamento. A curva tracejada é aplicável quando $\varepsilon_{y,\theta}$ for inferior a 2%, empregando fatores com reduções mais significativas, como casos em que é necessário haver compatibilidade entre o aço e o concreto. Assim, observa-se que nas situações em que o aço deve manter equivalência de suas deformações com as do concreto, a resistência já sofre perda aos 100°C (curva tracejada), diferentemente do aço submetido a tração que começa a decrescer aos 300°C (curva cheia do CA-60).

O módulo de elasticidade do aço da armadura passiva, análogo à resistência ao escoamento, sofre perda em exposição ao aumento da temperatura, podendo ser obtido pela equação 4, de acordo com a ABNT NBR 15200:2012.

$$E_{s,\theta} = k_{Es,\theta} * E_s \quad (\text{eq. 4})$$

onde:

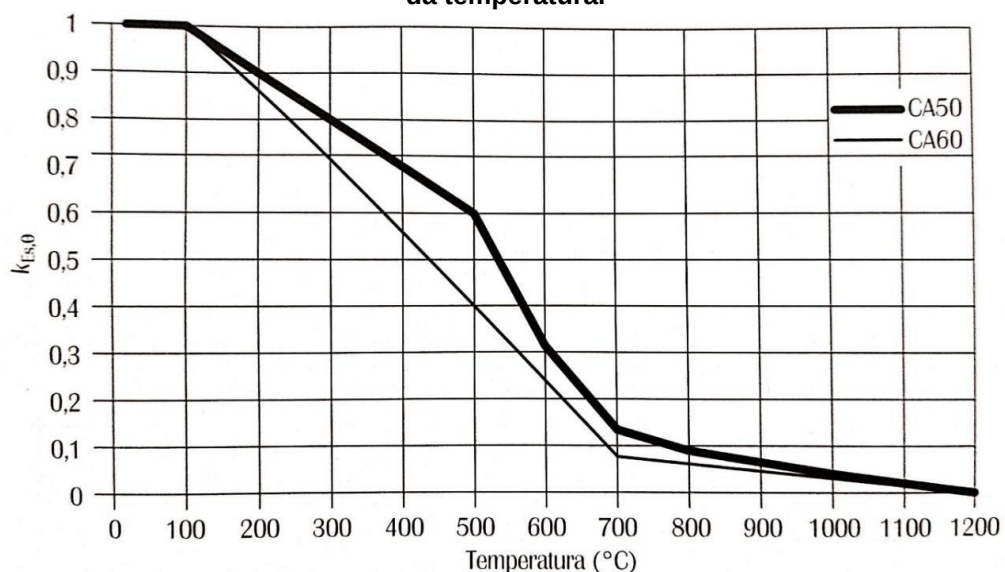
$E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva à temperatura θ , em MPa;

$k_{Es,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço da armadura passiva na temperatura θ , sendo adimensional;

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva à temperatura ambiente, em MPa.

Na figura 6 observa-se o comportamento do módulo de elasticidade à medida que a temperatura se eleva, e com isso a redução do $k_{Es,\theta}$.

Figura 6 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

A tabela 2 apresenta os valores dos fatores de redução da resistência ao escoamento ($k_{s,\theta}$) e do módulo de elasticidade ($k_{Es,\theta}$) do aço de armadura passiva. Para valores intermediários de temperatura pode ser realizada interpolação linear.

Tabela 2 – Valores das relações $k_{s,\theta}$ e $k_{Es,\theta}$ para aços de armadura passiva.

Temperatura do aço (°C)	$k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$			$k_{Es,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

3.1.2.2 Relação tensão-deformação

Em seu anexo D, a ABNT NBR 15200:2012 descreve as equações de construção do diagrama tensão-deformação dos aços de armadura passiva em temperaturas altas, aqui dispostas com as equações de 5 à 13. A figura 7 mostra, de forma genérica, o comportamento dos diagramas tensão-deformação dos aços em função da temperatura.

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} * E_{s,\theta}, \text{ se } 0 < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{pk,\theta} \quad (\text{eq. 5})$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{pk,\theta} - c + (b/a) * (a^2 - (\varepsilon_{yk,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2)^{0,5}, \text{ se } \varepsilon_{pk,\theta} < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{yk,\theta} \quad (\text{eq. 6})$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta}, \text{ se } \varepsilon_{yk,\theta} < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta} \quad (\text{eq. 7})$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} * (1 - d), \text{ se } \varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{u,\theta} \quad (\text{eq. 8})$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0, \text{ se } \varepsilon_{s,\theta} > \varepsilon_{u,\theta} \quad (\text{eq. 9})$$

$$a^2 = (\varepsilon_{yk,\theta} - \varepsilon_{pk,\theta}) * (\varepsilon_{yk,\theta} - \varepsilon_{pk,\theta} + c/E_{s,\theta}) \quad (\text{eq. 10})$$

$$b^2 = c^2 + c * E_{s,\theta} * (\varepsilon_{yk,\theta} - \varepsilon_{pk,\theta}) \quad (\text{eq. 11})$$

$$C^{-1} = ((\varepsilon_{yk,\theta} - \varepsilon_{pk,\theta}) * E_{s,\theta} - 2 * (f_{yk,\theta} - f_{pk,\theta})) / (f_{yk,\theta} - f_{pk,\theta})^2 \quad (\text{eq. 12})$$

$$d = (\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}) \quad (\text{eq. 13})$$

onde:

$\sigma_{s,\theta}$ é a tensão do aço passivo à temperatura θ , em MPa;

$\varepsilon_{s,\theta}$ é a deformação unitária do aço da armadura passiva à temperatura θ , sendo adimensional;

$E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva à temperatura θ , em MPa;

$f_{pk,\theta}$ é a tensão no aço passivo correspondente ao limite de proporcionalidade do aço da armadura passiva à temperatura θ , em MPa;

$\varepsilon_{yk,\theta}$ é a deformação correspondente à tensão de escoamento do aço passivo à temperatura θ , sendo adimensional;

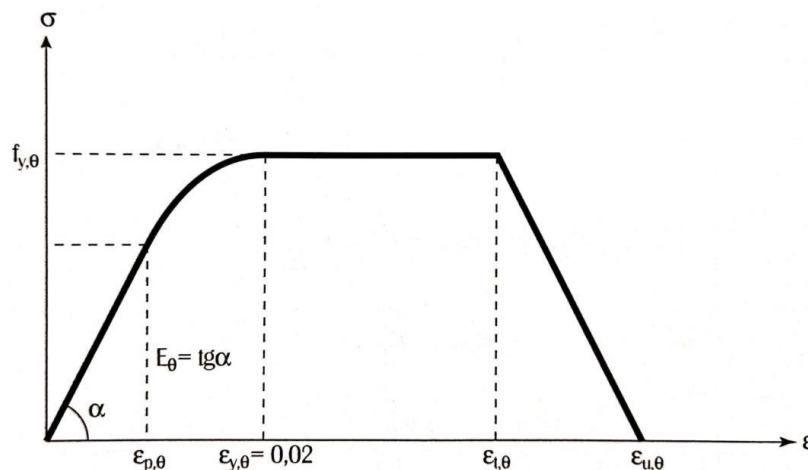
$\varepsilon_{pk,\theta}$ é a deformação correspondente ao limite de proporcionalidade do aço da armadura passiva à temperatura θ , sendo adimensional;

$f_{yk,\theta}$ é a tensão de escoamento do aço da armadura passiva à temperatura θ , em MPa;

$\varepsilon_{t,\theta}$ é uma deformação específica que depende da classe de resistência do aço, podendo o valor ser 5% (CA-60) ou 10% (CA-50), sendo adimensional;

$\varepsilon_{u,\theta}$ é a deformação última do aço passivo à temperatura θ , podendo assumir o valor de 10% (CA-60) ou de 20% (CA-50), sendo adimensional.

Figura 7 – Aspecto do diagrama tensão-deformação dos aços a altas temperaturas.



Fonte: Silva (2016).

3.2 LEGISLAÇÕES E NORMAS BRASILEIRAS PARA CASO DE INCÊNDIO

A década de 70 no Brasil, especialmente no estado de São Paulo, foi marcada por duas tragédias relacionadas a incêndio, com os casos do edifício Andraus (1972) e Joelma (1974). Ambas edificações construídas em estruturas de concreto armado. Com esses acontecimentos e a grande repercussão nacional devido as vítimas dessas tragédias, começava assim o processo de reformulação das medidas de segurança contra incêndio no Brasil, com o surgimento e adaptações nas legislações relacionadas ao assunto.

A primeira regulamentação brasileira que tratava especificamente quanto a segurança contra incêndio surgiu em 1975, com o Decreto-Lei n.º 247, emitido pelo então governador do Rio de Janeiro. E desde então as legislações foram passando por modernizações, com o objetivo principal de proteger a vida e evitar que os incêndios, caso ocorram, não se propaguem de forma rápida pelos compartimentos dos edifícios e sejam controlados em instantes.

Nos anos 90 foi elaborada uma Instrução Técnica (IT) que tratava quanto as exigências de avaliação da resistência e da segurança de projetos de estruturas contra incêndios, outorgada pelo Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo (CBPMESP). Era o que viria a se tornar a atual IT n.º 08/2011, servindo de base para a criação das IT's de outros estados brasileiros. Para os estados que não têm leis próprias, cabe seguir as orientações do Código de Defesa do Consumidor (CDC), que requer obediência ao estabelecido nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Em se tratando das Normas Brasileiras Regulamentadoras (NBR), essas são um conjunto de especificações técnicas emitidas e divulgadas pela ABNT. O objetivo geral de qualquer NBR é servir de parâmetro na hora de realizar um determinado procedimento, trazendo assim uma maior confiança e garantia de que tudo foi realizado adequadamente. No que diz respeito às normas de segurança contra incêndio de estruturas em concreto armado, enfatiza-se a ABNT NBR 14432:2001 e a ABNT NBR 15200:2012, normas inter-relacionadas, com o intuito de servirem de parâmetros na verificação das dimensões de elementos estruturais em concreto armado e se essas dimensões são adequadas para garantir resistência de

exposição ao fogo, em um determinado intervalo de tempo, conhecido por Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).

É importante salientar que as dimensões dos elementos estruturais em concreto armado numa situação de incêndio, devem atender, além das normas anteriormente citadas, aos requisitos da ABNT NBR 6118:2014. Esse documento consiste no principal referencial normativo referente ao projeto de estrutura de concreto armado, através do qual o dimensionamento dos elementos estruturais é realizado observando os critérios de durabilidade, de acordo com o ambiente de exposição.

3.2.1 Instruções Técnicas dos Corpos de Bombeiros

Para o uso de qualquer edificação se faz necessário um alvará emitido pelo corpo de bombeiros da região, de modo a garantir que a edificação foi inspecionada em relação à segurança contra incêndio. Essa inspeção é realizada com base nas instruções técnicas do corpo de bombeiros estadual, com o intuito de estabelecer critérios de segurança contra incêndio e identificar áreas de risco. Por se tratar de uma legislação, o não cumprimento pode acarretar em multas, sanções e até mesmo interdição do estabelecimento.

Para análise da resistência ao fogo de elementos de construção, a IT n.º 08/2011 do CBPMESP serve de parâmetro para as IT's de outros estados, tendo como referências normativas para estruturas de concreto armado em situação de incêndio a ABNT NBR 14432:2001 e a ABNT NBR 15200:2012. Ela vem com o objetivo de estabelecer as condições de atendimento pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram as edificações, quanto ao TRRF, visando evitar o colapso estrutural por um tempo suficiente que possibilite a saída segura das pessoas e o acesso para as operações do corpo de bombeiro.

Em se tratando do estado de Sergipe, a IT n.º 43/2018, elaborada pelo Corpo de Bombeiros da Polícia Militar de Sergipe (CBMSE), traz medidas para as edificações existentes quanto as adaptações que visem atender às condições necessárias de segurança contra incêndio. Como qualquer IT, ela deve atender as exigências da legislação vigente à época, sendo até o dado momento o Decreto n.º

40.637, de 2020, que institui o regulamento de segurança contra incêndio e pânico das edificações e áreas de risco no estado de Sergipe.

3.2.2 A ABNT NBR 14432:2001

Essa norma trata dos procedimentos quanto as exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. A norma teve sua primeira publicação no ano 2000, com revisão no ano de 2001, válida até os dias atuais. O objetivo da ABNT NBR 14432:2001 é estabelecer condições que devem ser atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação de um edifício, visando minimizar os impactos sofridos na estrutura mediante o eventual sinistro de incêndio.

Para atender tais condições, a norma aborda em seus anexos os parâmetros de análise que serão descritos a seguir: o anexo A aborda sobre a definição do TRRF, tempo determinado de acordo com o grupo, ocupação/uso, tipo de divisão, profundidade do solo e altura da edificação, com valores já tabelados com essas associações dispostas. Este anexo ainda traz sobre algumas isenções a depender do tipo de edificação. O anexo B mostra como cada grupo e ocupação/uso é definido, descrevendo e exemplificando os tipos de edificações que se adequam cada um deles. No anexo C tem-se a associação da ocupação/uso com a carga de incêndio correspondente, que trata da combustão a depender do tipo de edificação e seus materiais constituintes. Quanto maior a carga de incêndio, sinal de que o fogo consegue se alastrar de uma forma mais fácil e rápida, com materiais que propiciam a propagação do incêndio. Ainda tem-se presente o anexo D, porém esse foge do objetivo do presente estudo, por tratar de elementos estruturais em aço.

3.2.3 A ABNT NBR 15200:2012

Norma de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, elaborada em 2004 e revisada em 2012. A ABNT NBR 15200:2012 tem como objetivo estabelecer critérios de projeto quanto às estruturas de concreto armado na segurança contra incêndio, atendendo aos requisitos de resistência ao fogo da ABNT NBR 14432:2001.

Essa norma é considerada bem completa no que se refere a elementos estruturais de concreto armado em exposição ao fogo. Ela apresenta uma abordagem sobre a estimativa da perda de resistência do concreto e do aço quando submetidos a altas temperaturas e como afeta também outras propriedades desses materiais. Tem-se ainda os métodos usados para verificação de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, sendo eles: método tabular, método analítico para pilares, método simplificado de cálculo, método avançado de cálculo e o método experimental.

3.2.3.1 Método tabular

Para o presente estudo foi aplicado o método tabular e, por essa razão, este item abordará exclusivamente sobre ele. Neste método é analisado o atendimento às dimensões mínimas dos elementos, de acordo com o tipo de elemento estrutural e do TRRF. Importante destacar que as dimensões devem atender não só as dimensões mínimas da ABNT NBR 15200:2012, mas ainda às exigências da ABNT NBR 6118:2014. Quanto as dimensões mínimas analisadas: a largura das vigas, a espessura das lajes, as dimensões das seções transversais de pilares e a distância entre o eixo da barra longitudinal mais externa e a face do concreto exposta ao fogo (c_1). Os valores são dispostos em tabelas, adotando de interpolação linear para valores intermediários.

Outro aspecto a se observar diz respeito a presença de revestimento nos elementos estruturais. Conforme a ABNT NBR 15200:2012, na determinação das dimensões mínimas da seção transversal de pilares e lajes lisas (cogumelo), não é permitida a consideração do revestimento, sendo necessário sua remoção antes das medições. Os demais elementos não possuem essa restrição. Na determinação do cobrimento c_1 permite-se a consideração do revestimento, caso respeitados os seguintes pontos:

- 1) Revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia têm 67% de eficiência relativa ao concreto. Revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes têm 100% de eficiência relativa ao concreto. Ambos com aderência à tração de acordo com a ABNT NBR 13528:2019;

- 2) Revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente podem ser empregados, desde que sua eficiência e aderência na situação de incêndio sejam demonstradas experimentalmente.

3.2.3.2 Outros métodos

De acordo com a ABNT NBR 15200:2012, ainda há outros quatro métodos que podem ser utilizados no dimensionamento de elementos estruturais, visando garantir a segurança contra incêndio.

O método analítico para pilares é aplicado para casos em que esses elementos estruturais tenham mais de uma face em exposição ao fogo. Para uso desse método, pode-se adotar o cálculo do Tempo de Resistência ao Fogo (TRF), cujo valor encontrado precisa ser superior ou igual ao TRRF.

Quanto ao método simplificado de cálculo, ele se baseia em hipóteses relacionadas as solicitações de cálculo e os esforços resistentes em situação de incêndio. No método avançado de cálculo tem-se algumas considerações a serem seguidas no que diz respeito a combinação de ações, esforços solicitantes de cálculo, esforços resistentes, além da distribuição de temperatura e resistência.

Por fim, o método experimental se adequa à casos especiais em que o dimensionamento é baseado nos resultados encontrados por meio de ensaios, com esses sendo realizados obrigatoriamente em laboratório e seguindo as disposições das normas.

3.3 TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Segundo Britez & Costa (2011), o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) trata-se de um período mínimo onde se pressupõe que a estrutura manterá suas características de desempenho físico e mecânico, suportando a ação do fogo em um cenário de incêndio, simulado numa curva de incêndio-padrão. Apesar dele ser fornecido sob a forma de tempo, o TRRF não tem associação com o tempo de desocupação ou tempo-resposta do corpo de bombeiros. Ele deve ser usado unicamente como parâmetro para projeto, assegurando quanto a probabilidade de colapso estrutural durante a vida útil da edificação (SILVA, 2016).

As prescrições do TRRF são definidas na ABNT NBR 14432:2001, dispondo de anexos para definição desse tempo, como explicado anteriormente no tópico 3.3.2. A seguir é apresentada a tabela 3, com os valores dos TRRF's em função do grupo, o tipo de divisão e a altura da edificação.

Tabela 3 – Tempos requeridos de resistência ao fogo, em minutos.

Grupo	Divisão	Altura da edificação – h (m)				
		Classe P1 h<6	Classe P2 6<h≤12	Classe P3 12<h≤23	Classe P4 23<h≤30	Classe P5 h>30
A	A-1 a A-3	30	30	60	90	120
B	B-1 e B-2	30	60 (30)	60	90	120
C	C-1 a C-3	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	D-1 a D-3	30	60 (30)	60	90	120
E	E-1 a E-6	30	30	60	90	120
F	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	60 (30)	60	60	90	120
G	G-1 e G-2 não aberto lateralmente; G-3 a G-5	30	60 (30)	60	90	120
	G-1 e G-2 abertos lateralmente	30	30	30	30	60
H	H-1 a H-5	30	60	60	90	120
I	I-1	30	30	60	90	120
	I-2	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	J-1	30	30	30	30	60
	J-2	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Obs.: os tempos entre parênteses podem ser usados em edificações nas quais cada pavimento acima do solo possua área não superior a 750m² (CAMPOS, 2019).

Fonte: NBR 14432 (ABNT, 2001).

A tabela 4 apresenta o tipo de ocupação/uso do grupo E, referente à ambiente educacional e cultura física. No presente estudo foram avaliados os elementos estruturais das edificações de uma instituição de ensino, por isso o enfoque nesse grupo.

Tabela 4 – Classificação das edificações pertencentes ao grupo E quanto à sua ocupação.

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
E	Educacional 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

Tabela 4 – Classificação das edificações pertencentes ao grupo E quanto à sua ocupação (continuação).

E	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), 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 deficiência	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros

Fonte: NBR 14432 (ABNT, 2001).

E sobre a carga de incêndio, ainda referente ao grupo E, a tabela 5 apresenta os valores de acordo com a divisão.

Tabela 5 – Valores das cargas de incêndio específicas.

Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Carga de incêndio (MJ/m²)
Educacional e cultura física	Academias	E-3	300
	Creches	E-5	400
	Escolas	E-1/E-2/E-4	300

Fonte: NBR 14432 (ABNT, 2001).

Ainda de acordo com a ABNT NBR 14432:2001, disposto em seu item 9.2, em casos de edificações com ocupação mista, aplicam-se dois critérios para definição do TRRF. Se não houver compartimentação que garanta a separação dessas ocupações, adotar um único tempo, sendo aquele com as exigências mais rigorosas. Se houver compartimentação, os tempos serão de acordo com seu tipo de ocupação, de forma independente.

3.3.1 Relação entre o TRRF e a Curva de Incêndio-Padrão

O TRRF é um tempo mínimo a favor da segurança, relacionado diretamente à curva de incêndio-padrão. Essa é uma curva mais rigorosa que a curva real de incêndio, usando de uma solução fictícia de pior situação no momento em que forem dimensionados os elementos estruturais quanto à exposição ao fogo, servindo exclusivamente como parâmetro de projeto (CAMPOS, 2019). A curva de incêndio-

padrão foi elaborada com o intuito de padronizar o incêndio, porém não representa essa situação de sinistro de formal fiel (COSTA, 2008).

A ABNT NBR 14432:2001 recomenda a equação 14 para avaliar a temperatura dos gases durante incêndio, com elevação padronizada de temperatura em função do tempo. Essa equação tem como base a ISO 834 (1990), aplicável nos casos em que a carga de incêndio, em potencial calorífico, é equivalente à materiais celulósicos, como a madeira.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 * \log(8t + 1) \quad (\text{eq. 14})$$

onde:

θ_g é a temperatura dos gases no instante t, em °C;

θ_0 é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, geralmente tomada igual a 20°C, em °C;

t é o tempo, em min.

Nos casos em que o incêndio apresenta materiais combustíveis cuja origem é o hidrocarboneto, derivados de petróleo, o Eurocode 1 (2002) recomenda a equação 15.

$$\theta_g = 1080 * (1 - 0,325 * e^{-0,17 * t} - 0,68 * e^{-2,5 * t}) + 20 \quad (\text{eq. 15})$$

onde:

θ_g é a temperatura dos gases no instante t, em °C;

t é o tempo, em min.

Para elementos construtivos externos ao compartimento de incêndio, mas que mesmo assim foram sujeitos ao ataque das chamas provocadas pelo sinistro, a Eurocode 1 (2002) recomenda a equação 16.

$$\theta_g = 660 * (1 - 0,687 * e^{-0,32 * t} - 0,313 * e^{-3,8 * t}) + 20 \quad (\text{eq. 16})$$

onde:

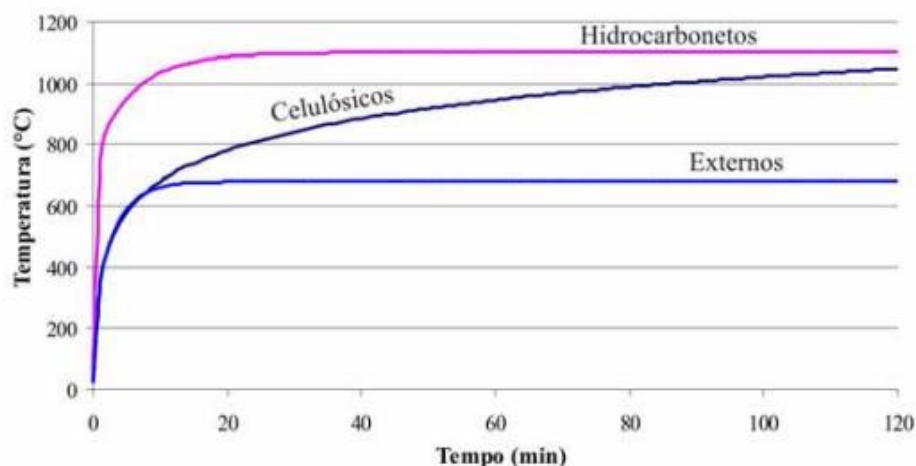
θ_g é a temperatura dos gases no instante t, em °C;

t é o tempo, em min.

A figura 8 apresenta as curvas de incêndio-padrão para materiais celulósicos, para hidrocarbonetos e para incêndios externos. Devido seu maior potencial

calorífico, o incêndio nos hidrocarbonetos é mais severo. E por se tratar de elementos não expostos diretamente ao fogo, como em casos de compartimentos internos, os incêndios externos tem uma menor agressividade, como mostrada na figura.

Figura 8 – Curvas de incêndio-padrão em função da temperatura x tempo.



Fonte: ISO 834-1 (1999).

3.3.2 Relação entre o TRRF e o Dimensionamento dos Elementos Estruturais

Conforme a ABNT NBR 15200:2012, o calor transmitido à estrutura no intervalo de tempo padronizado, conhecido por TRRF, gera transformações nos elementos estruturais à medida que a temperatura vai se distribuindo ao longo das peças, ocasionando por vezes efeitos irreversíveis, como a redução da resistência e da rigidez.

Como citado no item 3.2.3, foi aplicado o método tabular no presente estudo. Por essa razão, aqui apresentam-se as tabelas que relacionam as dimensões mínimas com o seu respectivo valor de TRRF, para os elementos estruturais: vigas, pilares e lajes. Nesse método não são considerados os efeitos ocasionados pelo *spalling* ou restrições à deformação térmica (SILVA, 2016).

Lembrando que as dimensões mínimas analisadas são as seguintes: a largura das vigas (b_{min} ou b_{wmin}), a espessura das lajes (h_{min}), as dimensões das seções transversais de pilares (também nomeado por b_{min}) e a distância entre o eixo da barra longitudinal mais externa e a face do concreto exposta ao fogo (cobrimento

c₁). A seguir, as tabelas 6 e 7 apresentam as dimensões mínimas das vigas em função do TRRF.

Tabela 6 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.

TRRF (min)	Combinações de $b_{\min} / c_1$ (mm/mm)				$b_{w\min}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/25	120/2	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

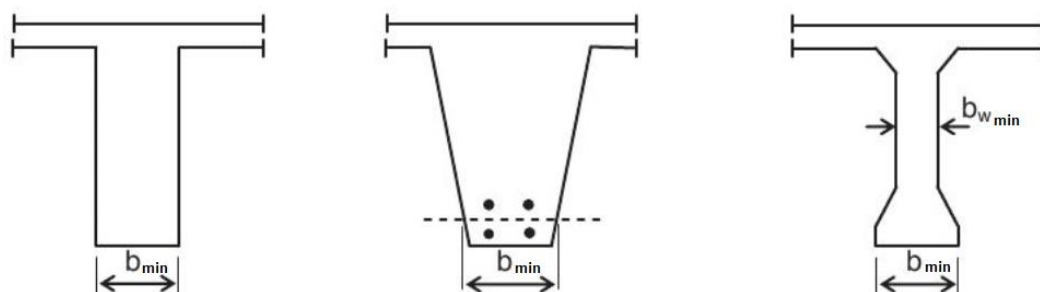
Tabela 7 – Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos.

TRRF (min)	Combinações de $b_{\min} / c_1$ (mm/mm)				$b_{w\min}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

Quanto a largura das vigas, como se consta na ABNT NBR 15200:2012, $b_{\min}$ refere-se a menor largura medida ao nível do centro geométrico das armaduras, enquanto $b_{w\min}$ é a menor largura da alma da viga. A figura 9 apresenta, de forma ilustrativa, o que vem a ser o $b_{\min}$ e o $b_{w\min}$.

Figura 9 – Ilustração das dimensões mínimas para vigas de diferentes tipos de seção transversal.



Fonte: Adaptado da NBR 15200 (ABNT, 2012).

As tabelas 8 e 9 apresentam as dimensões mínimas das lajes em função do TRRF. Foram consideradas apenas as tabelas das lajes maciças, foco do presente estudo.

Tabela 8 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas.

TRRF (min)	h_{min} (mm)	c_1 (mm)		
		laje armada em duas direções*		laje armada em uma direção $l_y/l_x > 2$
		$l_y/l_x^{**} \leq 1,5$	$1,5 \leq l_y/l_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

* lajes apoiadas nas quatro bordas; caso contrário, a laje deve ser considerada armada em uma direção.

** l_y/l_x corresponde à razão entre o maior e o menor vão da laje.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

Tabela 9 – Dimensões mínimas para lajes contínuas.

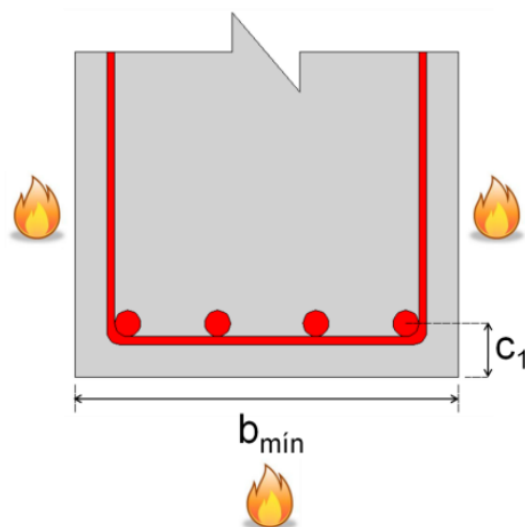
TRRF (min)	h_{min} (mm)	c_1^* (mm)
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

* Válido para lajes armadas em uma ou duas direções.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

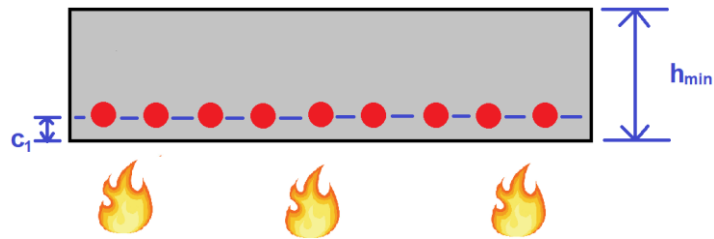
As figuras 10 e 11 mostram ilustrações do que vem a ser as dimensões mínimas em vigas e lajes, respectivamente.

Figura 10 – Ilustração das dimensões mínimas para verificação das vigas.



Fonte: Albuquerque (2012).

Figura 11 – Ilustração das dimensões mínimas para verificação das lajes.



Fonte: Souza (2020).

As tabelas 10 e 11 apresentam as dimensões mínimas, em função do TRRF, para os pilares com uma face exposta ao fogo e os pilares-parede.

Tabela 10 – Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo.

TRRF (min)	Combinações de b_{min}/c_1 (mm)
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

Tabela 11 – Dimensões mínimas para pilares-parede.

TRRF (min)	Combinações de b_{min}/c_1 (mm/mm)			
	* $\mu_{fi} = 0,35$		* $\mu_{fi} = 0,7$	
	Uma face exposta	Duas faces expostas	Uma face exposta	Duas faces expostas
	1	2	3	4
30	100/10	120/10	120/10	120/10
60	110/10	120/10	130/10	140/10
90	120/20	140/10	140/25	170/25
120	140/25	160/25	160/35	220/35
180	180/40	200/45	210/50	270/55

* μ_{fi} é a relação da força axial em situação de incêndio pela força normal resistente do pilar, conforme a ABNT NBR 6118:2014.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

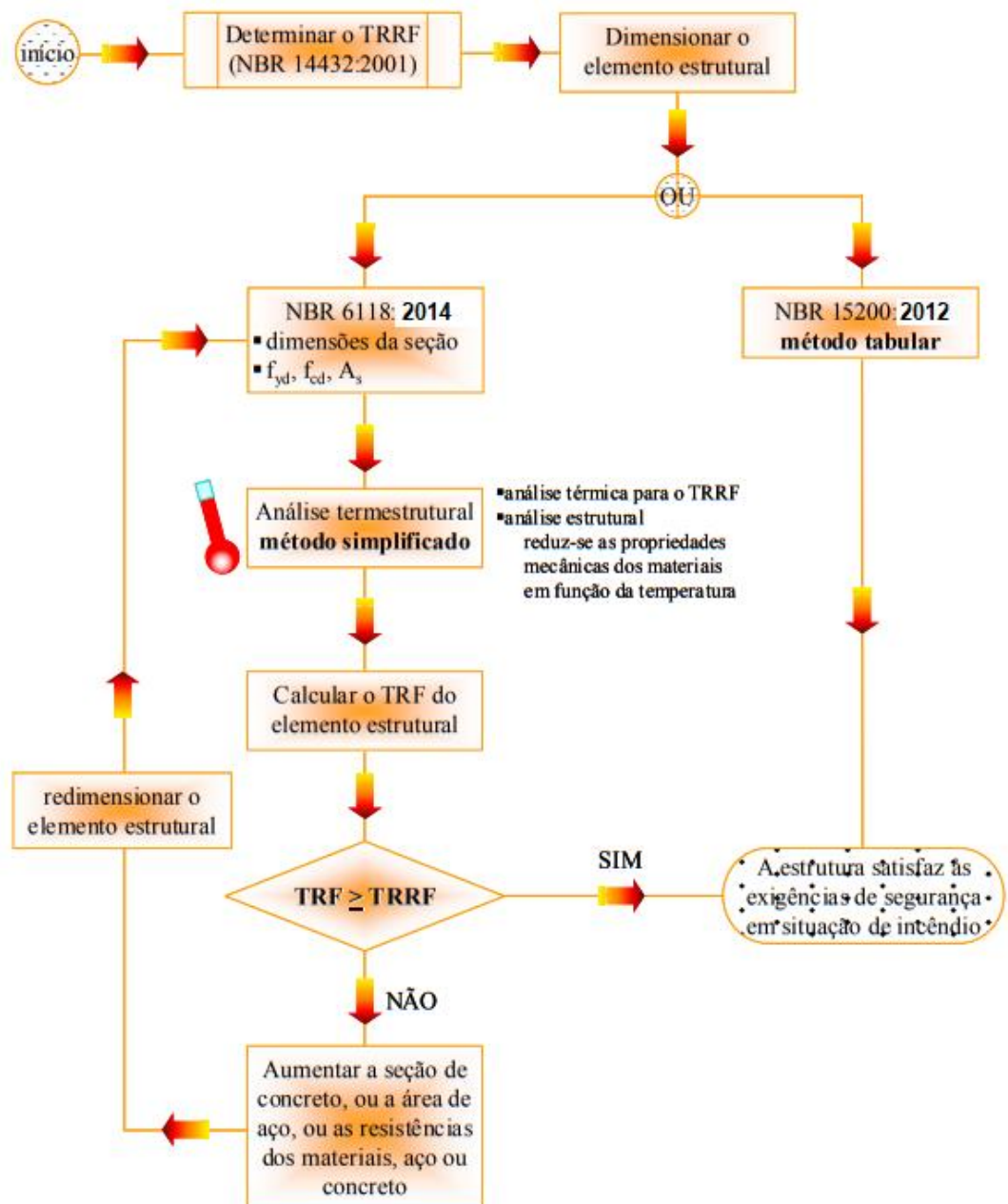
3.3.3 Diferença entre o TRRF e o TRF

O Tempo de Resistência ao Fogo (TRF), de acordo com a ABNT NBR 14432:2001, é a propriedade de um elemento de construção em resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, numa situação real, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável. Assim, a

diferença é que o TRRF consiste no tempo que o elemento deve resistir ao incêndio-padrão, enquanto o TRF é o tempo que ele efetivamente resiste num incêndio real. A segurança contra incêndio é satisfatória quando a inequação $TRF \geq TRRF$ for obedecida (BRITTO, 2018).

A figura 12 apresenta um fluxograma, elaborado por Costa (2008), orientando quanto aos passos gerais a serem seguidos no dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado em situação de incêndio, utilizando o método simplificado de cálculo ou o método tabular, ambos da ABNT NBR 15200:2012.

Figura 12 – Métodos de dimensionamento de um elemento estrutural em situação de incêndio.



Fonte: Adaptado de Costa (2008).

3.4 SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS EM CASO DE INCÊNDIO

Segundo Berto & Oliveira (2018), a complexidade de identificar problemas relacionados à segurança contra incêndio se dá pela diversidade de parâmetros relacionados as situações de risco em uma edificação. Parâmetros como localização, natureza da construção, agressividade ambiental e ocupação são observados. Por isso, a solução para segurança contra incêndio deve seguir uma abordagem sistêmica, que inicia na fase de projeto e prolonga-se por toda vida útil da edificação. O Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) de São Paulo recomenda possíveis soluções, através de ações preventivas e protetoras, subdividida em oito itens, sendo elas:

- 1) Prevenção contra o início de incêndio;
- 2) Abandono seguro da edificação;
- 3) Limitação da ocorrência da inflamação generalizada;
- 4) Extinção inicial do incêndio;
- 5) Limitação da propagação do incêndio dentro da edificação;
- 6) Prevenção contra a propagação do incêndio para edificações adjacentes;
- 7) Prevenção contra o colapso estrutural;
- 8) Facilitação das operações de combate e resgate.

3.4.1 Ações e Solicitações em Estruturas de Concreto

Em condições usuais, as estruturas de concreto são projetadas de acordo com as exigências da ABNT NBR 6118:2014. Uma situação de incêndio corresponde a uma ação excepcional, por possuir baixa probabilidade de ocorrência e curto tempo de duração, conforme definição da ABNT NBR 8681:2004, norma que trata das ações e segurança das estruturas. E para esse tipo de ação excepcional, a ABNT NBR 15200:2012 informa que deve ser feita uma única verificação, no Estado Limite Último (ELU), através da equação 17.

$$F_{d,fi} = \gamma_{gi} * F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \psi_{2j} * F_{Qj,k} \quad (\text{eq. 17})$$

onde:

$F_{d,fi}$ é a ação com seu valor de cálculo, em kN ou kNm;

γ_{gi} é o coeficiente de ponderação das ações permanentes, sendo adimensional;

$F_{Gi,k}$ é a ação permanente com seu valor característico, em kN ou kNm;

$F_{Q,exc}$ é a ação variável excepcional, em kN ou kNm;

γ_q é o coeficiente de ponderação das ações variáveis, sendo adimensional;

ψ_{2j} é o fator de combinação das ações variáveis, sendo adimensional;

$F_{Qj,k}$ é a ação variável com seu valor característico, em kN ou kNm.

Quanto a essa verificação, a ABNT NBR 15200:2012 traz a recomendação de desprezar, usualmente, os esforços decorrentes de deformações impostas, devido a serem esforços reduzidos e apresentarem grandes deformações plásticas em situação de incêndio. E por isso, a ação do incêndio se resume basicamente na redução da resistência dos materiais e redução da capacidade dos elementos estruturais. Dessa forma, a verificação usual da estrutura em situação de incêndio precisa atender a seguinte condição, obtida com a equação 18.

$$S_{d,fi} = (\gamma_{gi} * F_{Gi,k} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \psi_{2j} * F_{Qj,k}) \leq R_{d,fi} [f_{ck,\theta}, f_{yk,\theta}, f_{pyk,\theta}] \quad (\text{eq. 18})$$

onde:

$S_{d,fi}$ é o valor da solicitação de cálculo em caso de incêndio, em kN ou kNm;

$R_{d,fi}$ é o valor da resistência de cálculo em caso de incêndio, em kN ou kNm.

Como recomendado na ABNT NBR 8681:2004, o fator de redução ψ_{2j} pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7, nos casos onde a ação principal for o fogo. As solicitações de cálculo de incêndio ($S_{d,fi}$), conforme ABNT NBR 15200:2012, podem ser admitidas iguais a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente, na ausência de esforços decorrentes de deformações impostas. Assim, adotando apenas as combinações de ações que não incluem o vento, tem-se: $S_{d,fi} = 0,70 * S_d$. E para realizar essa verificação, existem os métodos aqui já abordados nos tópicos 3.2.3.1 e 3.2.3.2. Lembrando que no presente estudo será adotado apenas o método tabular para fins de verificação.

3.5 AVALIAÇÃO *IN LOCO* DAS ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

Conforme abordado sobre as normas ABNT NBR 14432:2001 e ABNT NBR 15200:2012, e ainda nas instruções técnicas do corpo de bombeiros, as estruturas de concreto armado devem atender determinadas exigências para consideração da segurança contra incêndio.

Uma importante exigência consiste em identificar o tipo de edificação avaliada, visando determinar o tempo de exposição ao fogo em um incêndio-padrão (TRRF), e com isso estabelecer as dimensões mínimas dos elementos estruturais de concreto armado em caso de incêndio. Em se tratando de edificações construídas sem atenção as prescrições normativas de incêndio, seja por inadimplência ou ainda pela inexistência dessas normas à época da construção, para se avaliar a capacidade de resistência estimada de sua estrutura às condições de incêndio, segundo as normas ABNT NBR 14432:2001 e a ABNT NBR 15200:2012, é indispensável um levantamento das dimensões de forma e armaduras dos elementos estruturais, além de seus revestimentos.

Quanto a determinação das dimensões mínimas dos elementos estruturais para segurança contra incêndio, o levantamento cadastral e a aplicação de equipamentos de ensaios não destrutivos são boas e práticas alternativas de medição no local, obtendo-se com eles os dados necessários para a verificação. A depender dos equipamentos dos ensaios não destrutivos aplicados, pode incluir também nessa investigação a avaliação da integridade dos materiais, como a questão da homogeneidade do concreto ao longo das peças de função estrutural.

3.5.1 Levantamento Cadastral

A melhor forma de se definir, *à priori*, as dimensões dos elementos estruturais de uma edificação é através do seu projeto estrutural. Nele se dispõe de plantas baixas e detalhes, de modo a apresentar as medidas dos elementos estruturais e de suas armaduras. Porém muitas vezes é difícil dispor desse projeto, principalmente para casos de edificações antigas. Assim, torna-se necessário o levantamento cadastral.

O levantamento cadastral consiste na ida até o local com equipamentos de medição (direta e indireta) e realizar medições precisas de cada elemento estrutural, fazendo-se o registro desses elementos e de seus revestimentos. Comumente, esse levantamento é logo após digitalizado em um *software* de desenho (CAD), como o AutoCad e o Revit, de modo a ter no projeto as dimensões condizentes com as medidas encontradas.

Com o levantamento cadastral serão determinadas as dimensões dos elementos estruturais da edificação, referentes as largura das vigas, as espessuras das lajes e as dimensões das seções transversais dos pilares. Dados necessários para o dimensionamento pelo método tabular, de acordo com a ABNT NBR 15200:2012.

3.5.2 Aplicação de Ensaios Não Destrutivos

Os Ensaios Não Destrutivos (END's) são testes realizados em materiais, acabados ou semiacabados, visando investigar a existência de problemas ou descontinuidades no elemento construtivo ensaiado (FERREIRA *et al.*, 2014). Comparando com as tradicionais técnicas destrutivas, os END's apresentam grandes vantagens no que se refere a aplicabilidade *in loco* e a natureza não destrutiva, ocasionando nenhum ou pequenos danos ao elemento ensaiado (NOGUEIRA, 2002). Com isso, os ensaios podem ser refeitos inúmeras vezes sem fortes danos ao elemento. Para estruturas em concreto armado, os END's tem grande aplicabilidade na investigação do estado de conservação dos elementos estruturais. Dentre os inúmeros ensaios END's, o presente estudo foca nos de pacometria, ultrassonografia e esclerometria, pois esses informam dados necessários para efetividade e complementação do estudo, que no caso visam medir cobrimentos e estimar a uniformidade do concreto entre os elementos estruturais estudados.

3.5.2.1 Ensaio de pacometria

O ensaio de pacometria tem como objetivo identificar a presença e a localização das barras de aço dentro de um elemento estrutural em concreto

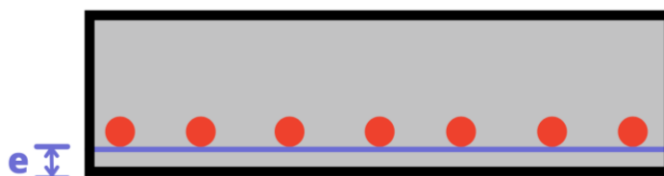
armado. Isso é possível através da mensuração da interferência causada pelo aço no campo magnético que é emitido pelo equipamento, baseado no princípio de corrente de Foucault com indução por pulso. Com o uso do equipamento *Profometer 5+*, aplicado no presente estudo, as funções também se abrangem para medição do cobrimento e determinação do diâmetro das barras. A figura 13 apresenta os componentes do *Profometer 5+* e a figura 14 mostra a ilustração do que vem a ser a espessura do cobrimento da camada de concreto (e) determinada com o equipamento.

Figura 13 – Componentes do equipamento *Profometer 5+*.



Fonte: O autor (2021).

Figura 14 – Ilustração da espessura (e) da camada de concreto.



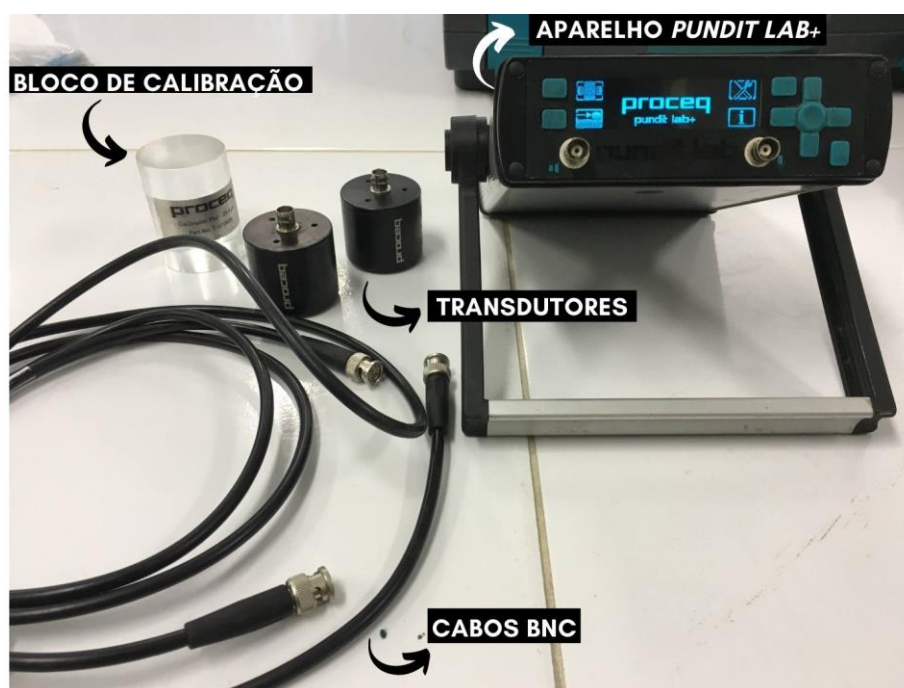
Fonte: O autor (2021).

A função de medição da espessura será valiosa para se estimar a distância entre o eixo da barra longitudinal mais externa e a face do concreto exposta ao fogo (c_1). Para encontrar o c_1 do elemento é preciso somar a espessura encontrada, como visto na figura 14, com o raio da bitola da barra de aço. O ensaio de pacometria geralmente é usado em conjuntos com outros END's, devido sua função de identificar e localizar a presença das barras no elemento em concreto armado.

3.5.2.2 Ensaio de ultrassonografia

O ensaio de ultrassonografia tem como finalidade objetiva determinar, em se tratando de concreto, a sua compacidade em elementos estruturais, e daí outras propriedades correlatas. Através de pulsos ultrassônicos, ele mede o tempo gasto da onda entre os transdutores emissor e receptor do equipamento. Em geral, as ondas se propagam mais rapidamente em locais com densidade elevada, ou seja, quanto menos vazios, mais denso é o concreto e maior será a velocidade de propagação da onda. Em elementos estruturais de concreto armado, o ensaio de pacometria precisa ser realizado primeiramente para identificar as armaduras, de modo que o ensaio de ultrassonografia seja feito apenas no concreto. Tem grande aplicabilidade para verificação da homogeneidade do concreto, identificando manifestações patológicas como a segregação, em pontos internos dos elementos estruturais. A figura 15 apresenta os componentes do equipamento *Pundit Lab+*, que deveria ser utilizado em algumas medições do presente estudo.

Figura 15 – Componentes do equipamento *Pundit Lab+*.

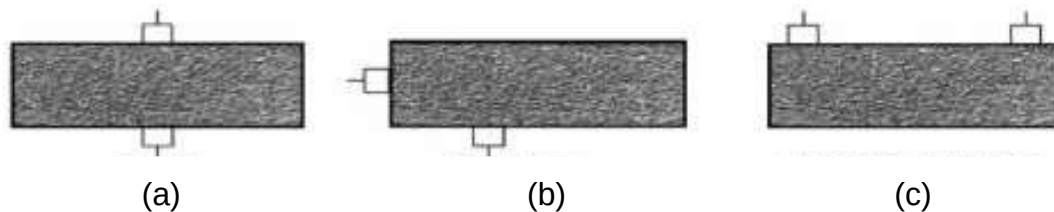


Fonte: O autor (2021).

A ABNT NBR 8802:2019 trata da determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica no concreto endurecido. Nela tem-se as recomendações para realização do ensaio de ultrassonografia. Quanto ao posicionamento dos transdutores, o ensaio pode ser realizado de três formas diferentes: transmissão

direta, indireta e semidireta. A figura 16 mostra o posicionamento dos transdutores conforme o tipo de transmissão.

Figura 16 – Transmissão direta (a), semidireta (b) e indireta (c).



Fonte: Proceq (2017).

A transmissão direta é a mais recomendada por assegurar a transmissão máxima dos transdutores (PROCEQ, 2017). As transmissões indireta e semidireta são para casos em que a presença de obstáculos até chegar no elemento estrutural impedem a aplicação da transmissão direta. Como é o caso de lajes, pilares-parede, pilares de canto e vigas sobre alvenaria.

Inicialmente cotado no presente estudo para avaliação da uniformidade do concreto, o ensaio de ultrassonografia foi cancelado devido a problemas na calibração do equipamento, como apresentado no item 5.2.

3.5.2.3 Ensaio de esclerometria

O ensaio de esclerometria tem como primeiro objetivo determinar a dureza superficial do concreto endurecido, através de energias de impacto sobre uma superfície do elemento estrutural. Por avaliar exclusivamente o concreto, o ensaio de pacometria necessita ser realizado primeiramente para identificar as armaduras, e assim evitar incoerências no resultado da esclerometria. A figura 17 apresenta o equipamento esclerômetro *Silver Schmidt*, utilizado neste trabalho, bem como a pedra esmeril que é utilizada para preparo da superfície ensaiada.

A ABNT NBR 7584:2021 trata da avaliação da dureza superficial do concreto endurecido, com o uso do esclerômetro de reflexão. A resistência à compressão encontrada com esse ensaio é um valor estimado, não anulando a aplicação de outros ensaios mais precisos, como o ensaio destrutivo de compressão axial. Outro emprego da esclerometria é contribuir na avaliação da uniformidade do concreto na região da superfície do elemento estrutural.

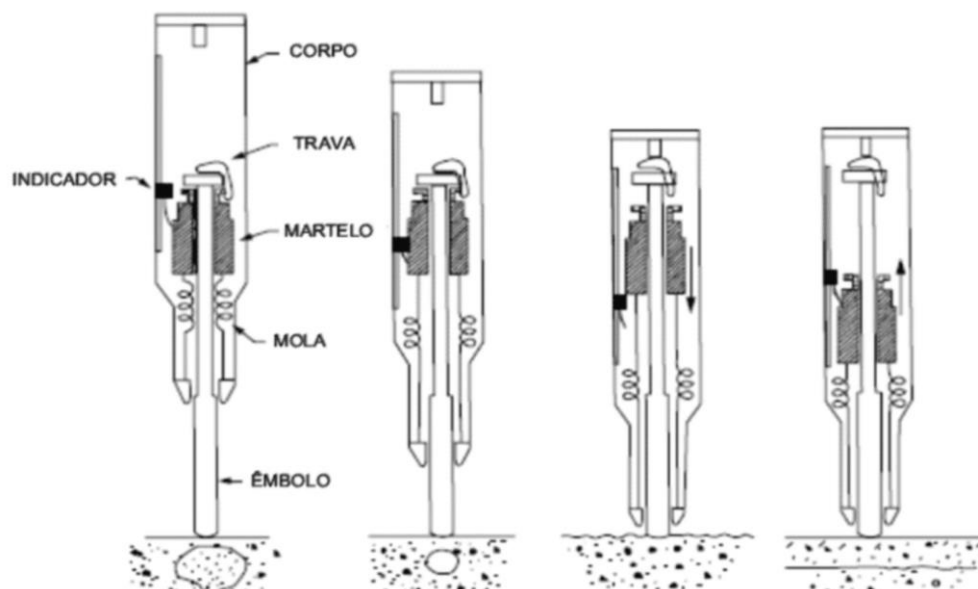
Figura 17 – Equipamento *Silver Schmidt* para ensaio de esclerometria.



Fonte: O autor (2021).

A aplicação do equipamento é baseada no princípio do rebote. Consiste em uma mola alongada, que ao retornar para sua posição de equilíbrio, move um martelo com uma determinada massa, chocando-se contra a superfície de um objeto com massa muito maior. O impacto da deformação da mola é medido através de extensômetros (indicadores) presentes no interior do equipamento, fornecendo assim o índice esclerométrico (SILVA *et al.*, 2017). A figura 18 apresenta o esquema estático do esclerômetro.

Figura 18 – Esquema estático do esclerômetro.



Fonte: Silva (2017).

4 MANUAIS E PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

Como visto na fundamentação teórica, a aplicação de ensaios não destrutivos no presente estudo auxiliou na determinação dos cobrimentos dos elementos estruturais em concreto armado, caso do pacômetro, necessárias para o comparativo com as dimensões mínimas do método tabular da ABNT NBR 15200:2012. Além dos ensaios proporcionarem análises como a homogeneidade do concreto dos elementos estruturais, caso do ultrassom e também do esclerômetro. Porém, para obter esses dados foi fundamental entender o funcionamento de cada aparelho e atentar-se as recomendações do fabricante quanto a operação. Abaixo constam os procedimentos para realização dos ensaios de pacometria, ultrassonografia e esclerometria.

4.1 ENSAIO DE PACOMETRIA

O ensaio de pacometria, em termo físico, é uma técnica magnética que utiliza da indução de pulso eletromagnético para detectar as barras metálicas. Todo tipo de material condutivo dentro do raio de ação do campo magnético terá influência sobre a medição, e por isso o operador do aparelho precisa remover todos os objetos metálicos durante realização do ensaio, como anéis e relógios.

Dentre os vários tipos de pacômetros, o aparelho usado foi o *Profometer 5+*, disponibilizado pela Coordenadoria de Laboratório de Edificações (COLED) do IFS - campus Aracaju. Esse modelo tem como fabricante a Proceq e para auxiliar no manuseio tem-se disponível o manual de instruções de operação do *Profometer*, com algumas recomendações contidas no manual expostas nesta subseção.

Durante a preparação para utilizar o equipamento é importante atentar-se que a conexão do cabo/sonda e o cabo/aparelho esteja bem fixada. Caso não esteja, no leitor do aparelho vai aparecer um “F”, impossibilitando assim qualquer leitura. A figura 19 mostra as mensagens no leitor quando as conexões estão bem fixadas ou não.

Figura 19 – Cabo/sonda desconectados (a) e cabo/sonda conectados (b).



(a)



(b)

Fonte: O autor (2021).

Para realização do ensaio, o operador fica segurando o *Profometer 5+* com auxílio das alças para transporte do aparelho. Com uma mão segurando a sonda universal, faz-se a varredura pela superfície de concreto armado, onde com um giz ou lápis faz-se as marcações nos pontos que forem encontrados barras longitudinais e transversais. A figura 20 apresenta a forma de manuseio do equipamento durante o estudo.

Figura 20 – Manuseio do *Profometer 5+* durante o ensaio.



Fonte: O autor (2021).

4.2 ENSAIO DE ULTRASSONOGRRAFIA

O ensaio de ultrassonografia corresponde a uma técnica sonora com o uso de ondas mecânicas (acústicas) propagadas no meio de inspeção. O modelo de equipamento disponibilizado pela COLED do IFS - campus Aracaju foi o *Pundit Lab+*, da fabricante Proceq. As informações de manuseio abordadas nesta subseção foram extraídas do manual disponibilizado pela fabricante Proceq, com as instruções de operação dos aparelhos Pundit Lab / Pundit Lab+, ambos usados para o ensaio de ultrassonografia.

Antes de começar o ensaio de ultrassonografia nos elementos das estruturas em concreto armado, é necessário realizar as configurações iniciais para utilização do equipamento, de modo a verificar sua funcionalidade e coerência dos dados obtidos. A figura 21 apresenta as informações que são verificadas na tela de configuração.

Figura 21 – Tela de configuração do *Pundit Lab+*.



Fonte: O autor (2021).

Para definição da frequência, o valor no aparelho é ajustado conforme a frequência de transmissão/recepção identificada nos transdutores. Quanto a largura do pulso, essa é automaticamente ajustada ao selecionar a frequência. A figura 22 mostra a compatibilidade entre a frequência do aparelho e a dos transdutores.

Figura 22 – Compatibilidade da frequência dos transdutores com o do aparelho *Pundit Lab+*.



Fonte: O autor (2021).

Ainda sobre as configurações iniciais, tem-se o processo de calibração. Esse processo consiste em acoplar os transdutores ao bloco de calibração e acionar a função no leitor de dados. A leitura realizada tem que ser compatível com o valor definido no bloco (para esse caso 25,4 μ s). Importante salientar a necessidade do uso do gel de acoplamento nas faces do transdutores, visando evitar interferências nas leituras. A figura 23 apresenta o momento da calibração.

Figura 23 – Processo de calibração do equipamento *Pundit Lab+*.

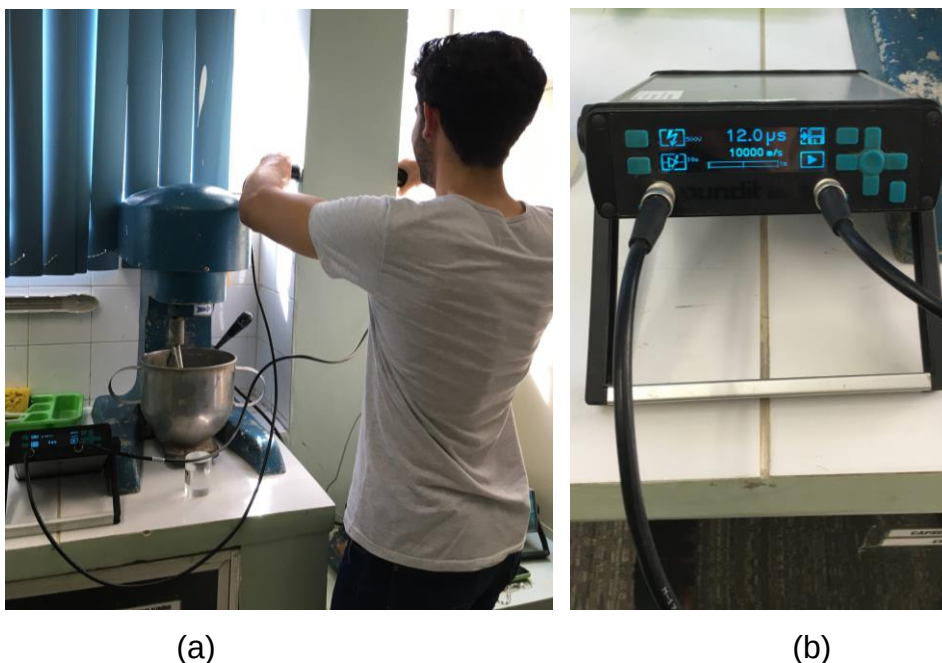


Fonte: O autor (2021).

Como observado no leitor, a leitura durante o processo de calibração foi inferior ao que constava no bloco (25,4 μ s), identificando assim que o equipamento

estava descalibrado. Foram realizados mais outros testes de calibração, porém o valor continuava abaixo do que era esperado. Ao se realizar um ensaio teste em um elemento estrutural, foi encontrado o valor mostrado na figura 24.

Figura 24 – Ensaio teste (a) e leitura encontrada (b).



Fonte: O autor (2021).

Uma grande aplicabilidade do ensaio de ultrassonografia é avaliar a qualidade do concreto (Whitehurst, 1966). A tabela 12 apresenta a relação da qualidade do concreto com a velocidade obtida em ensaio (em m/s).

Tabela 12 – Relação entre a velocidade e a qualidade do concreto.

Velocidade (m/s)	Qualidade do Concreto
>4500	Excelente
3500 a 4500	Bom
3000 a 3500	Regular
2000 a 3000	Ruim
<2000	Péssimo

Fonte: Whitehurst (1966).

De acordo com a velocidade obtida no ensaio teste, a leitura encontrada foi de 10.000 m/s. Essa leitura é muito acima do esperado para um concreto, mesmo de excelente qualidade. O que comprova novamente, que o equipamento estava descalibrado. Por esse motivo, o ensaio de ultrassonografia foi retirado do presente estudo, com a estimativa da uniformidade dos elementos estruturais realizada somente com o ensaio de esclerometria.

4.3 ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

O ensaio de esclerometria também consiste de uma técnica sonora com o uso de ondas mecânicas. O *Silver Schmidt* foi o equipamento usado para realização do ensaio, da marca Proceq e disponibilizado pela COLED do IFS - campus Aracaju. A fabricante fornece um manual que auxilia quanto as instruções de operação do aparelho, também conhecido por martelo de teste.

O procedimento inicial consiste em verificar a aferição do esclerômetro, realizado antes de sua utilização ou a cada 300 impactos. Para aferir o equipamento, são aplicadas uma série 10 de medições, através do impacto do esclerômetro sobre a bigorna. A figura 25 mostra o processo de aferição.

Figura 25 – Aferição do aparelho *Silver Schmidt*.



Fonte: O autor (2021).

A leitura encontrada após o impacto é chamada de índice esclerométrico. Conforme a ABNT NBR 7584:2021, a média das 10 medições não pode ser inferior a 75, e nenhum índice esclerométrico individual deve diferir mais ou menos 3 da média. Caso isso ocorra o equipamento não está apto para o ensaio, necessitando de uma calibragem.

Com os dados da aferição obtém-se também o coeficiente de correção do índice esclerométrico, através da equação 19. Esse coeficiente serve para encontrar o índice esclerométrico efetivo de cada área de ensaio.

$$k = (n * I_{Enom}) / (\sum_{i=1}^n I_{Ei}) \quad (\text{eq. 19})$$

onde:

k é o coeficiente de correção do índice esclerométrico, sendo adimensional;

n é o número de impactos na bigorna de aço, sendo adimensional;

I_{Enom} é o índice esclerométrico nominal do aparelho na bigorna de aço, fornecido pelo fabricante, sendo adimensional;

I_{Ei} é o índice esclerométrico obtido em cada impacto do esclerômetro na bigorna de aço, sendo adimensional.

Antes de começar o ensaio é necessário preparar a superfície de teste, deixando-a lisa e sem rugosidade, quando preciso. A pedra esmeril que vem junto ao equipamento auxilia para alisar a superfície, através de movimentos circulares. A figura 26 mostra um registro fotográfico de preparo de uma superfície com o esmeril.

Figura 26 – Preparação da superfície com auxílio da pedra esmeril.



Fonte: O autor (2021).

O manuseio do martelo durante o ensaio consiste basicamente em empurrá-lo perpendicularmente contra a área de concreto, numa velocidade moderada, até que a medição seja efetuada. A figura 27 apresenta o registro fotográfico de um caso de manuseio do equipamento durante a realização do ensaio.

Figura 27 – Manuseio do *Silver Schmidt* durante o ensaio.



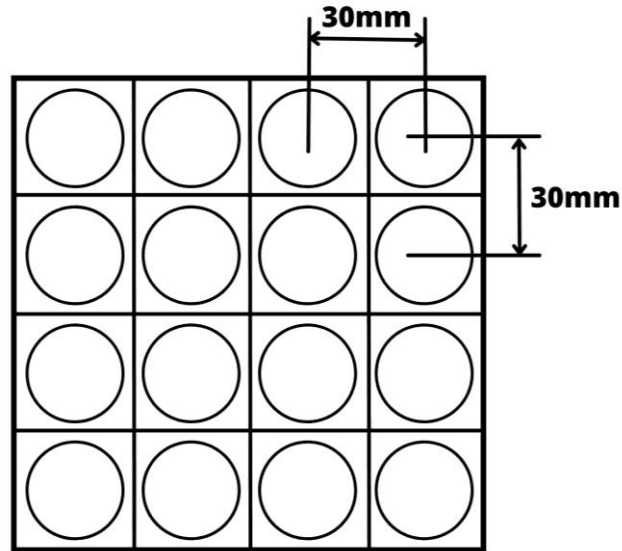
Fonte: O autor (2021).

Quanto a área de ensaio, a ABNT NBR 7584:2021 recomenda a criação de uma malha na superfície do elemento estrutural. Ela deve estar afastada 50mm dos cantos e arestas do elemento, compreendida numa área entre 8.000mm² (90x90mm) e 40.000mm² (200x200mm), com uma distância mínima entre os centros dos pontos de impacto de 30mm. Importante salientar que a pacometria é realizada inicialmente, de maneira que os pontos da malha não sofram interferência das armaduras. A figura 28 mostra a representação da malha de 8.000mm².

No ensaio, são um total de dezesseis impactos com o esclerômetro em cada ponto da malha reticulada. Em caso de leitura não lida após o impacto, é descartado este ponto da malha. Com a finalização da área de ensaio, calcula-se a média aritmética da quantidade de impactos realizados (índices esclerométricos). Os índices individuais que diferem em mais de 10% da média são descartados e realizada uma nova média com os valores restantes, necessitando para isso o mínimo de cinco valores individuais. Quando não é possível, a área de ensaio deve

ser desconsiderada. E os índices individuais restantes não podem diferir em 10% da nova média; caso ocorra, desconsiderar a área de ensaio.

Figura 28 – Representação da malha de 8.000mm² (90x90mm).



Fonte: O autor (2021).

Com o índice esclerométrico médio definido, encontra-se o índice esclerométrico médio efetivo, conforme a equação 20.

$$I_{E\alpha} = k * I_E \quad (\text{eq. 20})$$

onde:

$I_{E\alpha}$ é o índice esclerométrico médio efetivo, sendo adimensional;

k é o coeficiente de correção do índice esclerométrico, encontrado na equação 19, sendo adimensional;

I_E é o índice esclerométrico médio, sendo adimensional.

5 SOBRE O INSTITUTO FEDERAL DE SERGIPE – CAMPUS ARACAJU

O Instituto Federal de Sergipe (IFS), campus Aracaju, encontra-se localizado na Avenida Engenheiro Gentil Tavares, n.º 1166, situado no bairro Getúlio Vargas (Aracaju-SE). Quanto as edificações que formam o instituto, elas foram construídas em estruturas de concreto armado. Segundo Neto (2009), as primeiras edificações do IFS - campus Aracaju, em sua atual localização, datam-se da década de 60. Ao longo desses quase 60 anos, o instituto passou por algumas reformas e expansões, com as construções mais recentes com idade próxima aos 30 anos. Em 2014, o instituto começou um novo processo de ampliação, fazendo agora o uso de estruturas metálicas nessas edificações. Porém a obra encontra-se paralisada nos últimos anos. Por não se tratarem de estruturas de concreto armado, foco do presente estudo, as edificações desse ambiente não serão aqui abordadas.

Em virtude da quantidade de edificações existentes no campus e das limitações decorrentes da pandemia, além de aspectos relativos a segurança, não foi possível, apenas com este trabalho, realizar uma avaliação em todas as edificações em estruturas de concreto armado quanto ao atendimento às dimensões mínimas exigidas na ABNT NBR 15200:2012, numa situação de incêndio. Por isso, o atual estudo voltou-se a analisar os elementos dos blocos (pavilhões) Leyda Régis e de Construção Civil, além das marquises (lajes de cobertura) localizadas no corredor da entrada principal, todos apresentados em planta na figura 29.

O bloco de Construção Civil encontra-se em paralelo ao corredor da entrada principal de acesso ao instituto. Composto por dois pavimentos, térreo e superior, o pavilhão é constituído por salas de aula e de atendimento de alunos, coordenações, laboratórios e um almoxarifado. Atende alunos do curso superior de Engenharia Civil e do curso subsequente e/ou integrado de Edificações.

O bloco Leyda Régis fica localizado próximo a garagem de entrada/saída de veículos do campus. Composto por três pavimentos, no térreo situa-se a biblioteca, refeitório, cantina, banheiros, coordenações e salas de entidades estudantis. Em seus dois pavimentos superiores, ele é constituído por salas de aula e de atendimento de alunos, além dos banheiros. No pavilhão ocorrem aulas de todos os níveis e modalidades de ensino dos cursos ofertados pelo IFS – campus Aracaju.

Quanto aos locais onde foram efetuadas as medições dos elementos estruturais em concreto armado, a descrição é a seguinte:

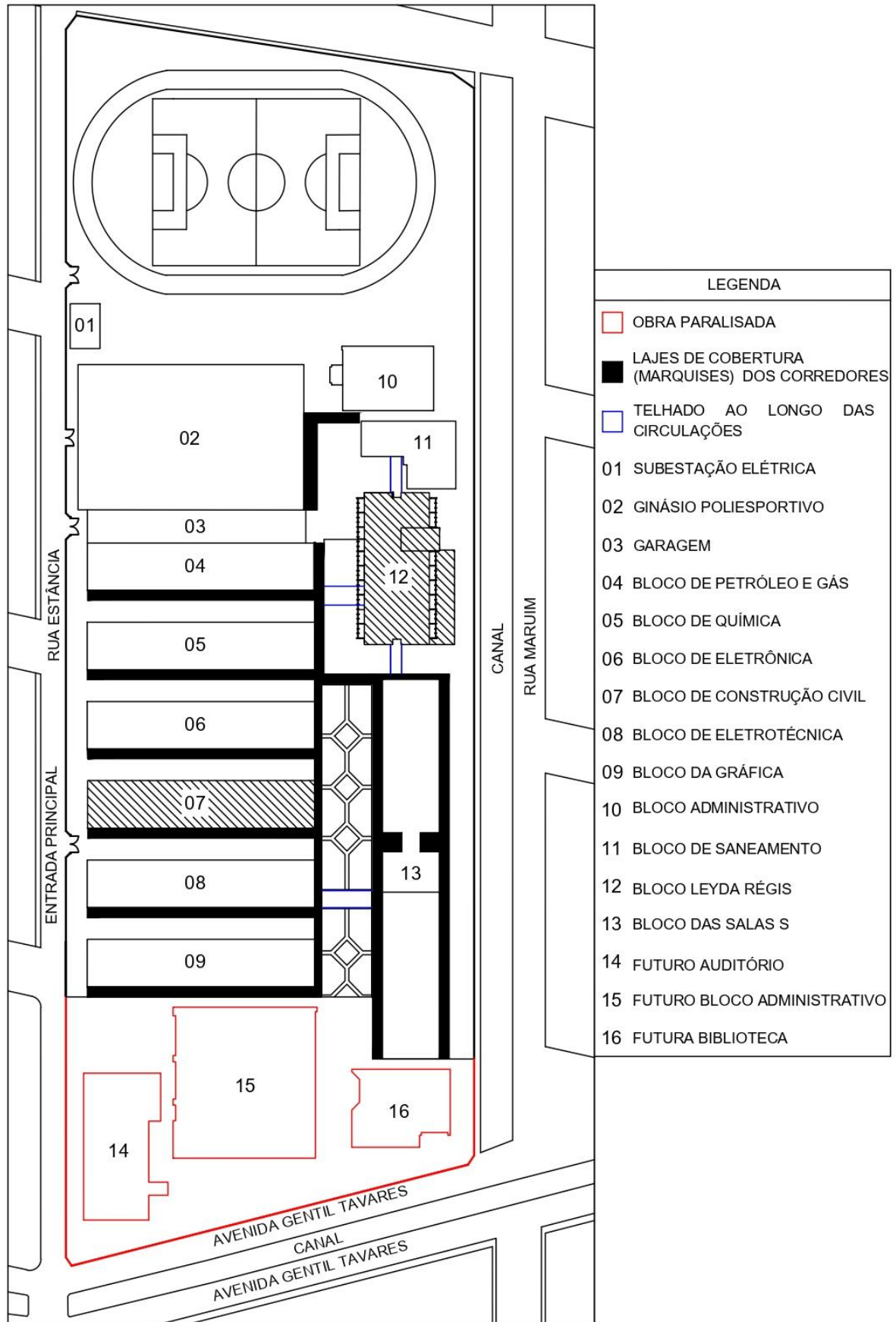
- Na Construção Civil: uma sala do pavimento térreo, quatro salas do pavimento superior, o corredor desse pavimento, além do laboratório de materiais de construção e escada (viga do patamar);
- Marquises do corredor da entrada principal;
- No Leyda Régis: sete salas no segundo pavimento, as lajes do pavimento térreo e do primeiro pavimento.

Conforme informações obtidas com o setor de manutenção, o bloco Leyda Régis teve sua inauguração há quase 40 anos. O pavimento térreo do bloco de Construção Civil trata-se de uma das primeiras edificações do instituto, construída por volta da década de 60; com posterior construção do pavimento superior, nos anos 90. Por se tratarem de construções antigas, são inexistentes os projetos estruturais das edificações e com isso foi de grande importância a realização de medições para se obter dados das dimensões dos elementos estruturais dos ambientes, inclusive os cobrimentos de concreto, e compará-las com as mínimas normatizadas.

Através da Diretoria de Planejamento de Obras e Projetos do IFS (DIPOP) foi possível obter-se os projetos arquitetônicos das edificações do instituto, o que auxiliou na localização e identificação de cada ambiente, servindo de apoio no mapeamento dos elementos estruturais, conforme mostrado nos apêndices A e B. O apêndice A contém as plantas baixas dos dois pavimentos do pavilhão de Construção Civil, junto com as marquises da entrada principal, que são paralelas a este bloco. O apêndice B apresenta as plantas baixas dos três pavimentos do pavilhão Leyda Régis. Em ambos têm-se destacados os elementos em que foram realizadas as medições, com uma legenda identificando os tipos de medições feitas.

A figura 29 apresenta a divisão do IFS - campus Aracaju por edificações, também chamadas de blocos ou pavilhões. Ao lado da disposição arquitetônica encontra-se a legenda que identifica cada ambiente, inclusive os blocos de Construção Civil (07) e Leyda Régis (12), além das marquises da entrada principal, que foram objetos de análise neste trabalho.

Figura 29 – Disposição arquitetônica do IFS - campus Aracaju.



Fonte: Adaptado da DIPOP (2021).

6 METODOLOGIA

Este capítulo é voltado para a descrição das etapas que compuseram os procedimentos pertencentes ao presente estudo, visando o alcance dos objetivos descritos no item 2. Aqui serão abordados os métodos para definição das edificações do IFS – campus Aracaju e dos elementos estruturais que foram inspecionados, bem como para as medições de campo realizadas. Além disso, serão destacados os procedimentos relativos as medições de campo.

Após as medições descritas no item 6.1, partiu-se para o tratamento dos dados e estudo comparativo onde se deu o confronto entre os resultados de campo e os observados como requisitos de norma. Além disso, por meio deles foi possível observar a eficiência do uso dos equipamentos de ensaios não destrutivos utilizados no presente estudo. Os resultados e apresentação dessas análises estão no item 7.

6.1 REALIZAÇÃO DAS MEDIÇÕES *IN LOCO*

A realização das medições de campo ocorreram a partir de inspeções no IFS – campus Aracaju durante os meses de outubro, novembro e dezembro de 2021. Mediante a situação pandêmica, o acesso ao instituto foi seguindo os protocolos de segurança, com a liberação devidamente autorizada pelo diretor geral do campus. A liberação também autorizou acesso total à todas as edificações do instituto, além do suporte do setor de manutenção no momento das medições e ensaios.

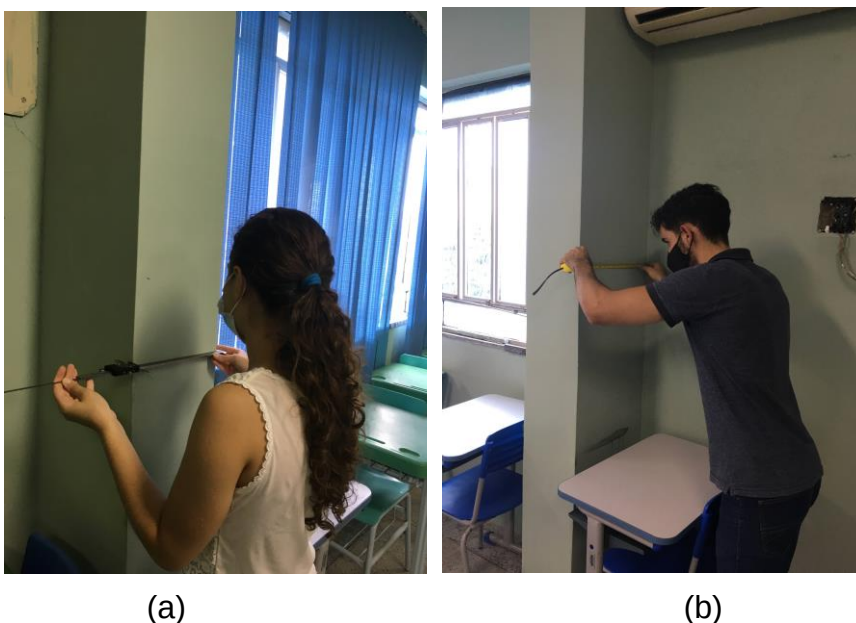
No primeiro dia foi realizado uma análise geral do campus, verificando quais as edificações o presente estudo iria avaliar. A escolha do bloco de Construção Civil foi baseada nos seguintes critérios: tratar-se da principal edificação de estudo dos alunos do curso de Engenharia Civil, tanto as salas quanto os laboratórios; possuir dois pavimentos (térreo e superior) com idades diferentes de construção, tendo por um lado o pavimento térreo como umas das primeiras construções do campus, e, por outro, o pavimento superior, construído cerca de 30 anos depois. Quanto ao bloco Leyda Régis, trata-se do mais alto edifício do campus, formado por três pavimentos (térreo e mais dois pavimentos superiores), sendo uma construção com todos os pavimentos executados na mesma época. As marquises foram escolhidas devido sua localização no corredor de entrada principal, com passagem constante

de alunos e servidores sob essas lajes de cobertura, na qual se percebeu haver maior frequência de ações de intervenção pela equipe de manutenção do campus.

As medições diretas, referente as larguras das vigas, espessuras das lajes e dimensões da seções transversais dos pilares, foram realizadas com o auxílio do paquímetro e da trena metálica, instrumentos apropriados para essas medições.

Devido à maior precisão do paquímetro, com os valores dados na grandeza de milímetro e duas casas decimais, ele foi usado prioritariamente nessas medições. Somente em casos de dimensões superiores a 310mm, medida máxima do paquímetro utilizado, era aplicado o uso da trena metálica, na grandeza de centímetros. Em cada elemento estrutural foi aplicado três pontos de medição direta no início, meio e fim dele, quando possível. Em casos de obstáculos que interferiam na medição, esta foi coletada apenas em um ponto do elemento. A figura 30 apresenta duas fotografias obtidas durante os trabalhos onde foram realizadas medições diretas com uso do paquímetro (a) e da trena metálica (b).

Figura 30 – Medições diretas com o paquímetro (a) e com a trena metálica (b).



Fonte: O autor (2021).

A medição indireta foi realizada com o auxílio do ensaio de pacometria para fins de localização das barras longitudinais e transversais, seguida da determinação das espessuras de cobertura de reboco e concreto, obtidas com o equipamento em milímetro. As medições foram realizadas, no mínimo, em dois pontos ao longo do elemento estrutural. A figura 31 apresenta o registro de um caso de medição indireta com uso do pacômetro.

A espessura do cobrimento é medida da face do elemento até a face mais exposta da barra, como mostrado anteriormente na ilustração da figura 14. Não se trata ainda do cobrimento c_1 , distância entre o eixo da barra longitudinal mais externa e a face do concreto exposta ao fogo (figura 11), necessitando para isso da definição da bitola da barra e, para alguns casos, o desconto do revestimento (ver item 3.2.3.1). O revestimento dos elementos avaliados era formado por uma camada de reboco ou de massa corrida e tinta sobre a superfície de concreto.

Figura 31 – Medição indireta com o pacômetro.



Fonte: O autor (2021).

De modo a conferir os valores obtidos nas medições indiretas com o pacômetro, realizou-se escarificações em alguns elementos estruturais. A escarificação funcionou como um processo de remoção da camada de reboco, até chegar na superfície de concreto. Para realização desse procedimento houve o suporte do setor de manutenção. Vale salientar a existência de pontos já escarificados na marquise da entrada principal, devido à manutenções que estavam sendo realizadas na época das medições, como mostra a figura 32.

Nos locais escarificados dos elementos foram feitas quatro medições, com o uso do paquímetro, para determinação da espessura do reboco. Os pontos escarificados foram prioritariamente aqueles onde haviam sido feitas as leituras de cobrimento com o pacômetro, visando verificar o desvio entre os dois tipos de medições. A figura 33 mostra o registro fotográfico de um caso do processo de escarificação (a) e medição com o paquímetro (b).

Figura 32 – Análise de ponto existente de escarificação na marquise da entrada principal.



Fonte: O autor (2021).

Figura 33 – Processo de escarificação (a) e medição com o paquímetro (b).



(a)



(b)

Fonte: O autor (2021).

Finalizadas as medições para determinação das dimensões mínimas exigidas na norma ABNT NBR 15200:2012, realizou-se um estudo complementar para avaliação da uniformidade de cada elemento estrutural. Seriam os ensaios de ultrassonografia e esclerometria. Porém, ao notar-se que o aparelho ultrassom estava descalibrado, o mesmo precisou ser retirado da análise. Assim, ficou exclusivamente o uso do esclerômetro para essa avaliação.

O ensaio de esclerometria foi realizado em dois pontos de um mesmo elemento, no mínimo, aproveitando as marcações feitas no ensaio de pacometria para a elaboração da malha. A figura 34 apresenta a área de ensaio após uso do esclerômetro na viga 01 do laboratório de materiais de construção (apêndice A).

Figura 34 – Área de ensaio após realização do ensaio de esclerometria.



Fonte: O autor (2021).

6.1.1 Bloco de Construção Civil e Marquises da Entrada Principal

No bloco de Construção Civil, as medições foram realizadas em cinco salas de aula, no laboratório de materiais de construção, corredor do pavimento superior e na escada. Em se tratando de quantidade de elementos estruturais avaliados, teve-se o seguinte: dez pilares e quatro vigas. Além da lajes, que são as marquises da entrada principal.

No corredor do pavimento superior do pavilhão de Construção Civil, foram escarificados uma viga e um pilar (figura 33). Nas marquises da entrada principal, mesmo já contendo pontos escarificados, foi realizada uma nova escarificação, de modo a conseguir comparar a medida de cobrimento obtida com o pacômetro e a medida de cobrimento obtida com o paquímetro no mesmo ponto, determinando assim o desvio. A figura 35 mostra esses pontos de escarificação na viga e na laje citadas.

Na determinação do cobrimento com o ensaio de pacometria, houve alguns pontos com dificuldade de realizar a medição, ou até mesmo sem localizar nenhuma armadura. Notou-se que nesses pontos o cobrimento era muito espesso, o que interferia na leitura do equipamento, pois ultrapassava a sua faixa de medição máxima (*"range"*), que é por volta de 80mm. Em casos assim, buscou-se analisar o cobrimento em outra face do elemento.

Figura 35 – Escarificação da viga (a) e da laje (b).



Fonte: O autor (2021).

Durante a etapa do ensaio de esclerometria estava sendo também realizado manutenção no corredor e escada de acesso ao pavimento superior, através da pintura dessa área. Devido a isso, não foi possível usar o esclerômetro nos pilares e viga desses ambientes.

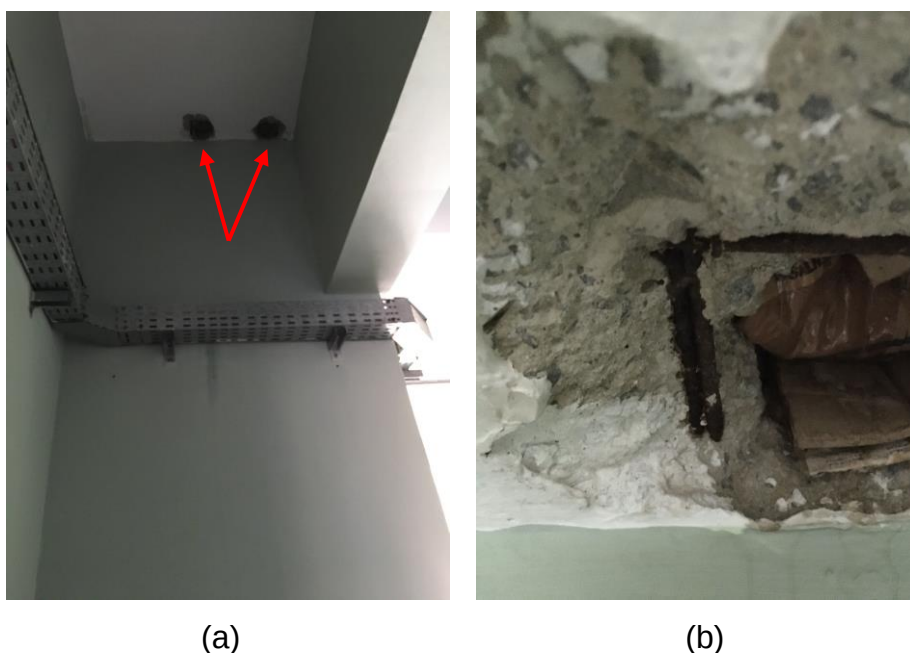
O apêndice A apresenta os elementos desse bloco e das marquises, com a identificação dos locais das medições realizadas neles, no que se refere a: medições diretas, medições indiretas, processos de escarificação e ensaios de esclerometria.

6.1.2 Bloco Leyda Régis

No bloco Leyda Régis, as medições tiveram foco nas sete salas de aula e nos ambientes de circulação. Ao total, foram avaliados os seguintes elementos estruturais: onze pilares e duas lajes.

Nas lajes do térreo e primeiro pavimento havia pontos com aberturas localizadas na região dos bebedouros. Essas aberturas iam além de uma escarificação, pois perfurou toda camada de concreto, deixando as armaduras expostas (ver figura 36). Ao questionar o motivo dessa intervenção, o setor de manutenção informou que se tratavam de estudos anteriores para avaliar as lajes do bloco. Nessas regiões foram feitas medições com o paquímetro e com o pacômetro, porém não foi realizado o ensaio de esclerometria por questões de segurança, pois o pé direito era muito alto, o que dificultava o apoio para manusear o equipamento. Não foi possível também determinar as espessuras das lajes, dada a dificuldade para uma medição do início ao fim delas, em suas aberturas. O que conseguiu foi uma estimativa dessas dimensões, informada pelo setor de manutenção. A figura 36 apresenta esses pontos com aberturas.

Figura 36 – Pontos com aberturas na laje do pavimento térreo (a) e as armaduras expostas (b).



Fonte: O autor (2021).

Não foi realizada nenhuma escarificação nos pilares desse pavilhão. Conforme informações do setor de manutenção era inexistente a camada de reboco, pois se tratavam de elementos no prumo, bem nivelados, existindo apenas uma fina camada de massa corrida e tinta revestindo-os.

O apêndice B apresenta os elementos desse bloco, com a identificação dos locais das seguintes medições: medições diretas, medições indiretas e ensaios de esclerometria.

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com os dados obtidos das dimensões dos elementos estruturais em concreto armado de edificações do IFS – campus Aracaju, coletados *in loco*, o passo seguinte foi confrontá-los com os valores especificados na ABNT NBR 14432:2001 e na ABNT NBR 15200:2012, normas que regulam o projeto de estruturas em concreto armado em situação de incêndio; analisando ao final o atendimento, ou não, ao prescrito nas normas. Além disso, foi feita a análise complementar dos dados obtidos com o ensaio de esclerometria para avaliação da uniformidade do concreto dos elementos estruturais estudados.

7.1 ANÁLISE DOS DADOS CONFORME A ABNT NBR 14432:2001

Para definição do TRRF, de acordo com a ABNT NBR 14432:2001 e no disposto no item 3.3, recorreu-se a tabela de tempos requeridos de resistência ao fogo, em minutos, que são aqui apresentadas na tabela 3. Como identificado na tabela 4, referente a classificação das edificações quanto à sua ocupação, os ambientes analisados do presente estudo se encaixam no grupo E, por se tratar de um instituto de educação, enquadrando-se assim em um tipo de ocupação educacional. E dentre as seis divisões do grupo E, observando as descrições e os exemplos de cada uma delas, a divisão E-1 foi a que melhor representava as edificações avaliadas no IFS – campus Aracaju.

É importante salientar que para análise desses dados ignorou-se as informações correspondentes a profundidade do subsolo, pois as edificações do instituto não se tratam de construções situadas abaixo do nível do solo.

Na estimativa das alturas das edificações analisadas foi preciso identificar as classes de acordo com a ABNT NBR 14432:2001, em metros, que podem variar de P1 à P5, conforme apresentado no item 3.3. De acordo com essa mesma norma, a altura da edificação é definida como a distância entre o ponto que caracteriza a saída situada no nível de descarga do prédio (térreo) e o piso do último pavimento. O pavilhão de Construção Civil possui um pavimento superior, com uma altura inferior à seis metros, caracterizando-o como pertencente a classe P1. O pavilhão Leyda Régis é composto de dois pavimentos superiores, com uma altura

compreendida no intervalo da classe P2, entre seis e doze metros. Quanto as marquises da entrada principal, a parte acima das lajes tem a permanência humana apenas em casos de manutenção, por isso ainda se enquadra na classe P1. Com isso, a tabela 13 apresenta o TRRF definido de cada edificação, após a determinação do grupo, divisão e altura.

Tabela 13 – Definição do TRRF de acordo com a edificação.

Edificação	Grupo	Divisão	Classe da edificação, conforme a altura (h)	TRRF (min)
Bloco de Construção Civil	E	E-1	P1 (h<6m)	30
Bloco Leyda Régis	E	E-1	P2 (6m<h≤12m)	30
Marquises da Entrada Principal	E	E-1	P1 (h<6m)	30

Fonte: O autor (2022).

Em relação aos TRRF's das edificações, identificados anteriormente na tabela 13, todos apresentaram o valor de 30 minutos, o mínimo disposto na tabela geral. Um menor tempo resulta em menores dimensões requeridas para os elementos estruturais, como visto nas tabelas do método tabular da ABNT NBR 15200:2012 e apresentados no item 3.3.2. Quanto a carga de incêndio do grupo E (tabela 5), o valor correspondente a divisão E-1 é de 300 MJ/m². Uma carga desse valor é considerada baixa, comparando-se com a de outros grupos e divisões, estimando que em caso de incêndio o fogo se alastra de uma forma mais lenta nesses tipos de ambientes.

7.2 ANÁLISE DOS DADOS CONFORME A ABNT NBR 15200:2012

Definidos os TRRF's e encontradas as dimensões dos elementos estruturais das edificações avaliadas do IFS – campus Aracaju, recorreu-se as tabelas de dimensões mínimas de vigas, lajes e pilares do método tabular da ABNT NBR 15200:2012, dispostos aqui no item 3.3.2.

Antes de seguir para as análises dos valores encontrados nas medições de campo quanto ao atendimento das exigências da norma, foi preciso inicialmente avaliar os cobrimentos encontrados, de modo a analisar o grau de confiança dos valores obtidos com o pacômetro, além de também realizar o desconto da camada de revestimento.

Como visto na metodologia (item 6), a espessura do cobrimento foi estimada com o ensaio de pacometria, sendo uma medição indireta. E para conferência desses valores encontrados foram realizadas escarificações em alguns elementos. A tabela 14 descreve os elementos das edificações que foram escarificados e as medições com o pacômetro realizadas antes da escarificação (cobrimento) e após esse processo (camada de concreto).

Tabela 14 – Cobrimentos estimados com o auxílio do pacômetro.

Edificação	Ambiente	Elemento	Cobrimento (mm)	Camada de Concreto (mm)	Camada de Reboco (mm)*
Bloco de Construção Civil	Sala 27 D	Viga	51	47	4
	Corredor	Pilar 3	72	49	23
Marquises da Entrada Principal	-	Laje	39	21	18

* A camada de reboco foi determinada pela diferença entre o cobrimento e a camada de concreto, ambos obtidos com o ensaio de pacometria.

Fonte: O autor (2022).

Nesses mesmos pontos escarificados também foram feitas as medições da camada de reboco com o paquímetro, instrumento de medição direta, a fim de observar comparativamente com as medições obtidas de maneira indireta, propiciando-se, conforme já dito no item 6.1, maior grau de confiabilidade no que toca ao uso do pacômetro para essas medições. A tabela 15 apresenta essas leituras, sendo quatro medições em um mesmo ponto de escarificação.

Tabela 15 – Determinação da camada de reboco com o auxílio do paquímetro.

Edificação	Ambiente	Elemento	Camada Reboco (mm) Paquímetro				Desv Pad	Média (mm)
			01	02	03	04		
Bloco de Construção Civil	Sala 27 D	Viga	3,35	5,46	4,62	9,40	2,61	4,48
	Corredor	Pilar 3	22,29	24,80	21,30	23,90	1,57	23,10
Marquises da Entrada Principal	-	Laje	14,94	20,83	19,37	22,54	3,26	20,91

Fonte: O autor (2022).

Na tabela 15 tem-se a coluna “Desv Pad” referente ao desvio padrão amostral, o qual mensura a dispersão de uma distribuição de dados (RIBEIRO, 2016). Nesse caso, o desvio padrão de uma amostra foi aplicado para identificar os valores que destoavam entre as quatro leituras de um mesmo elemento, calculando-se a média deles e aplicando-se o desvio padrão para encontrar o intervalo aceitável (máximo e mínimo). Depois encontrou-se uma nova média descartando essas leituras dispersantes (sombreadas). Importante esclarecer que o informado na última

coluna da tabela 15 corresponde ao valor de média obtida já descartando-se essas leituras que extrapolam o intervalo aceitável.

Após a camada de reboco ter sido medida, com o pacômetro e com o paquímetro, seguiu-se para o comparativo entre esses dois tipos de medições, como mostra a tabela 16, em elementos estruturais do bloco de Construção Civil e das marquises da entrada principal.

Tabela 16 – Medições em elementos do bloco de Construção Civil e das marquises.

Edificação	Ambiente	Elemento	Reboco Pacômetro (mm)*	Reboco Paquímetro (mm)	Erro Absoluto (mm)	Erro Relativo (%)
Bloco de Construção Civil	Sala 27 D	Viga	4	4,48	0,48	10,71
	Corredor	Pilar 3	23	23,10	0,10	0,43
Marquises da Entrada Principal	-	Laje	18	20,91	2,91	13,92

* O reboco do pacômetro foi determinado pela diferença entre o cobrimento e a camada de concreto, como visto na tabela 14.

Fonte: O autor (2022).

Para tratamento dos dados da tabela anterior, foi aplicada a teoria do erro absoluto e do erro relativo. De acordo com Lima (2013), o erro absoluto é a diferença, em módulo, entre o valor verdadeiro e a aproximação; enquanto o erro relativo é a relação entre o erro absoluto e o valor verdadeiro, apresentado em percentual. E para fins de análise, considerou-se o reboco medido com o paquímetro como o valor verdadeiro e a “aproximação” o reboco medido com o pacômetro.

No bloco Leyda Régis não foi realizada escarificações, porém havia a existência de pontos com aberturas nas lajes, como informado no item 6.1.2. Nesses pontos houve a medição com o pacômetro próxima as aberturas e a medição com o paquímetro nas aberturas, ambos estimando o cobrimento (camada de reboco e camada de concreto). A tabela 17 apresenta essas leituras, com a teoria dos erros aplicada em relação ao cobrimento e não mais observando a camada de reboco, como foi feita no bloco de Construção Civil e nas marquises da entrada principal.

Tabela 17 – Medições das lajes do bloco Leyda Régis.

Edificação	Ambiente	Elemento	Cobrimento Pacômetro (mm)	Cobrimento Paquímetro (mm)	Erro absoluto (mm)	Erro Relativo (%)
Bloco Leyda Régis	Térreo	Laje	57	51,57	5,43	10,53
	Pav. 1	Laje	33	31,00	2,00	6,45

Fonte: O autor (2022).

Sobre os erros relativos percentuais, apresentados nas tabelas 16 e 17, uma menor porcentagem representa um menor erro, ou seja, mais exatidão entre os dois valores avaliados (LIMA, 2013). O maior erro relativo encontrado foi nas marquises, sendo apenas com um valor de 13,92%, correspondendo a um erro absoluto de somente 2,91 mm (menor que 0,3 cm). Assim, os baixos erros relativos encontrados identificaram uma confiança nas medições indiretas com o pacômetro, por divergirem muito pouco das medições diretas com o paquímetro.

Para consideração do revestimento na determinação do cobrimento c_1 da ABNT NBR 15200:2012, necessita-se ter a informação das condições de eficiência dele em relação ao concreto, como abordado no item 3.2.3.1. Dos elementos estruturais estudados, com a presença da camada de reboco, estes tinham em sua composição o revestimento de argamassa de cimento e areia aderentes, que possuem uma eficiência relativa ao concreto de 100%. Mesmo assim foram descontadas as camadas de reboco dos elementos, a favor da segurança, tendo em vista a possibilidade de falhas talvez ocorridas durante a execução dela, com o desconto feito de acordo com as escarificações realizadas. Como a medição do reboco com o paquímetro foi relativamente superior a medição com o pacômetro, usou-se essa primeira leitura para o desconto.

Por não terem sido realizadas escarificações em todos os elementos, pois o estudo visava o mínimo de danos neles, inclusive foi o que motivou o uso de ensaios não destrutivos, considerou-se a mesma camada de reboco para os mesmos tipos de elementos de uma edificação. Ou seja, o mesmo reboco do pilar escarificado no bloco de Construção Civil foi considerado para os outros pilares dessa edificação. Assim foi também com as vigas e lajes de um mesmo ambiente. Lembrando que no bloco Leyda Régis não houve escarificação, pois os pilares não possuíam reboco, apenas uma fina camada de massa corrida e tintas; e as lajes tinham aberturas existentes, usando a camada de reboco obtida diretamente com o auxílio do paquímetro.

Ainda sobre o cobrimento, é importante destacar também que além de ter sido descontada a camada de reboco, não considerou-se a distância até o eixo da barra longitudinal, mas até a face mais exposta da barra.

É importante ressaltar que não foi possível determinar as bitolas das barras, pois as escarificações não ultrapassavam a camada de concreto e não existe

projetos estruturais informando o diâmetro delas. Quanto ao pacômetro da *Profometer 5+*, que permite estimar os diâmetros das barras durante a medição, houve dificuldades na obtenção desses valores, como: o diâmetro não variava ou não era identificado. Conforme visto em Ferreira (2014), cobrimentos muito espessos podem interferir na leitura do equipamento. E por não ter um outro método avaliativo para comparar a confiabilidade dos dados, como feito nas medições com o pacômetro e com o paquímetro, desconsiderou-se as bitolas estimadas com o *Profometer 5+*.

Assim, os cobrimentos aqui considerados dos elementos estruturais apresentam uma situação mais crítica, portanto, a favor da segurança, se comparados com o cobrimento c_1 da norma, desconsiderando o revestimento e a distância até o eixo da barra.

A seguir serão apresentadas as tabelas com as dimensões das vigas, lajes e pilares encontradas com as medições diretas e indiretas, feitas *in loco*, em comparação com as dimensões do método tabular da ABNT NBR 15200:2012. Devido aos TRRF's de 30 minutos, definidos no item 7.1, as dimensões mínimas requeridas em norma são as menores possíveis para os elementos estruturais em concreto armado.

As larguras ($b_{\text{médio}}$) e as espessuras ($h_{\text{médio}}$) foram o resultado da média de três pontos de medições em cada elemento, quando possível. Quanto aos cobrimentos (c) foram feitas duas medições com o pacômetro, anotando na tabela o menor e o maior valor encontrado em um mesmo elemento, quando possível, com os descontos ditos anteriormente, em relação a não consideração da camada de revestimento e da distância até o eixo da armadura.

7.2.1 Comparativo das Dimensões de Campo e da Mínima para Vigas

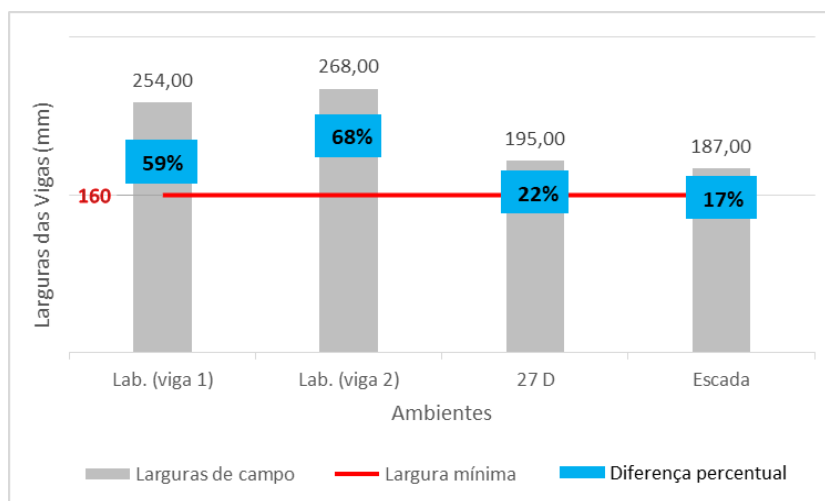
Em relação as vigas avaliadas do pavilhão de Construção Civil, por se tratarem de elementos com mais de dois pontos de apoio, essas são classificadas como vigas contínuas. Para vigas contínuas, as dimensões mínimas pelo método tabular foram apresentadas na tabela 7 do presente estudo. A tabela 18 mostra as dimensões encontradas das vigas desse bloco e as dimensões mínimas solicitadas.

Tabela 18 – Dimensões das vigas do bloco de Construção Civil.

Edificação	Ambiente	TRRF (min)	b _{médio} (mm)	c (mm)		b _{min} (mm)	c ₁ (mm)
				menor	maior		
Bloco de Construção Civil	Lab. (viga 1)	30	254,00	57,52	68,52	160	12
	Lab. (viga 2)		268,00	47,52	63,52		
	27 D		195,00	46,52	54,52		
	Escada		187,00	47,52	72,52		

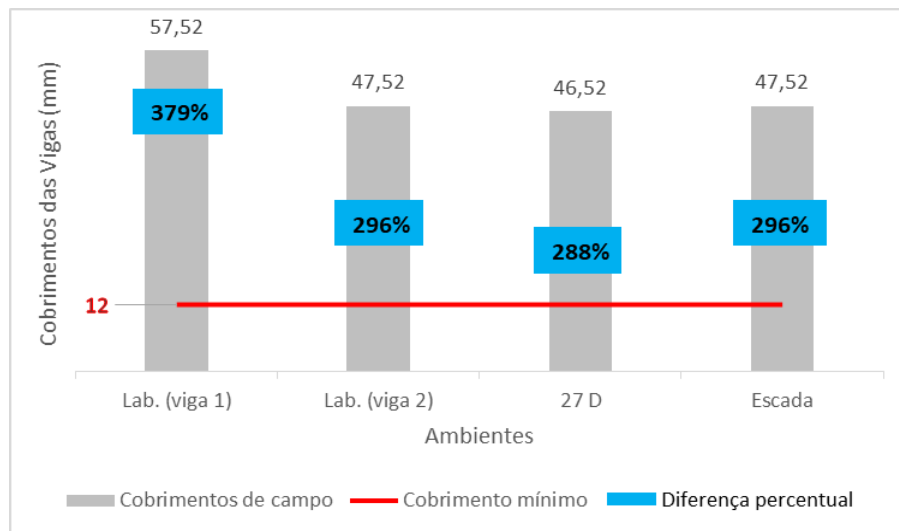
Fonte: O autor (2022).

No comparativo das dimensões encontradas *in loco* com as dimensões mínimas, as vigas passaram nos quesitos de larguras e cobrimentos exigidos, com uma certa folga a favor da segurança, até mesmo avaliando os menores cobrimentos de campo. De modo a melhor demonstrar essa margem de segurança quanto ao atendimento, nas figuras 37 e 38 são apresentadas gráficos que ilustram as diferenças percentuais entre as dimensões de campo e a dimensão mínima, em relação as larguras das vigas (figura 37) e em relação aos cobrimentos (figura 38), com esse último considerando os menores cobrimentos encontrados nas medições desses elementos.

Figura 37 – Larguras das vigas medidas nos ambientes.

Fonte: O autor (2022).

Vale salientar que a diferença percentual é uma forma de apresentar a relação entre dois números. É dada, neste caso, a partir da diferença entre o valor resultante das medições de campo e a dimensão mínima exigida em norma. Observa-se na figura 37 que a menor diferença percentual ocorreu na viga próxima a escada, sendo ela 17% superior a mínima prescrita em norma. E a maior diferença foi de 68%, ao analisar a viga 2 do laboratório de materiais de construção.

Figura 38 – Cobrimentos das vigas medidas nos ambientes.

Fonte: O autor (2022).

Já em relação aos cobrimentos, na figura 38, esses passaram com bastante folga em relação ao atendimento, com a menor diferença encontrada sendo na viga da sala 27 D, mesmo assim com um valor percentual bem superior ao mínimo exigido, em 288%.

7.2.2 Comparativo das Dimensões de Campo e da Mínima para Lajes

Referente as lajes das marquises e do pavilhão Leyda Régis, por possuírem continuidade nas bordas além dos apoios, elas são classificadas como lajes contínuas. A tabela 19 mostra as dimensões encontradas nesses ambientes, com as dimensões mínimas (já apresentadas na tabela 9). No bloco Leyda Régis não foi possível obter as espessuras das lajes, pelos motivos já descritos no item 6.1.2; porém tinha-se ciência que eram superiores a 100mm (10 cm), estimativa obtida com o setor de manutenção do campus.

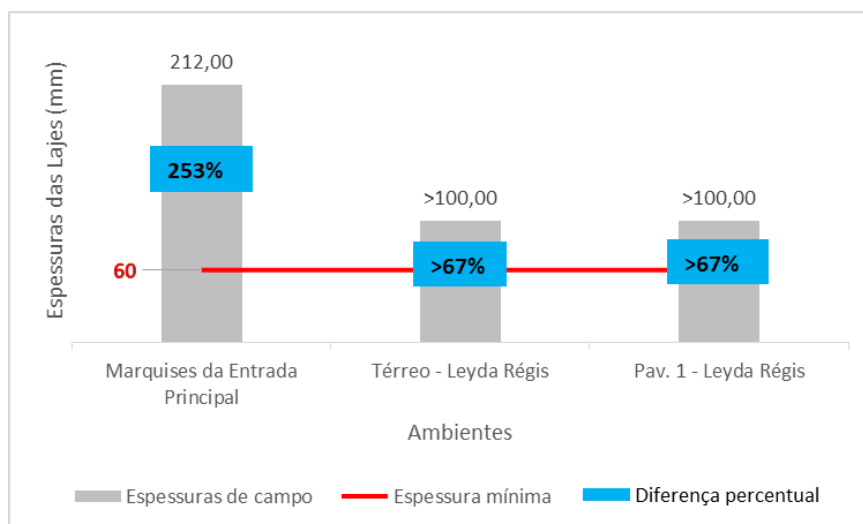
Tabela 19 – Dimensões das lajes do bloco Leyda Régis e das marquises.

Edificação	Ambiente	TRRF (min)	h _{médio} (mm)	c (mm)		h _{min} (mm)	c ₁ (mm)
				menor	maior		
Marquises da Entrada Principal	-	30	212,00	11,09	27,09	60	10
Bloco Leyda Régis	Térreo		> 100,00	50,00			
	Pav. 1		> 100,00	25,40			

Fonte: O autor (2022).

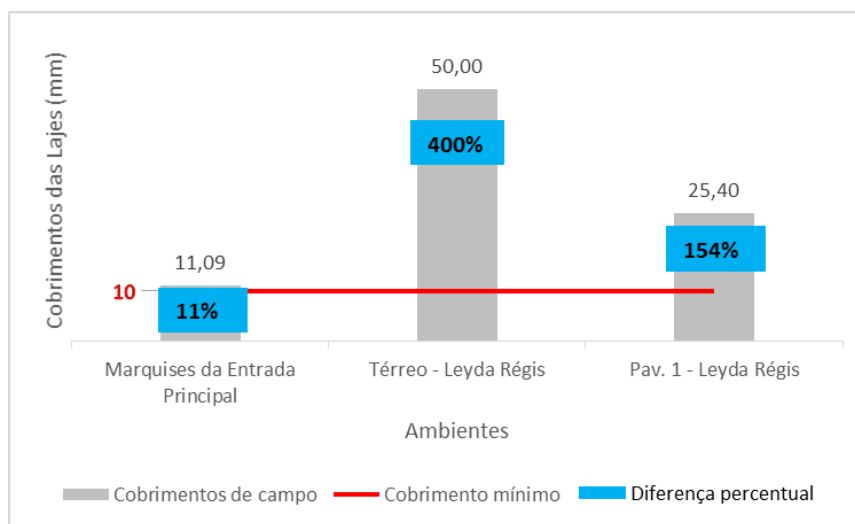
As figuras 39 e 40 apresentam os gráficos com as diferenças percentuais no comparativo das dimensões de campo com a dimensão mínima, referente as espessuras e os cobrimentos das lajes, respectivamente. Esse último em comparação com os menores cobrimentos das medições.

Figura 39 – Espessuras das lajes medidas nos ambientes.



Fonte: O autor (2022).

Figura 40 – Cobrimentos das lajes medidas nos ambientes.



Fonte: O autor (2022).

Como visto na tabela 19 e nos gráficos das figuras 39 e 40, as lajes também atenderam as dimensões mínimas solicitadas do método tabular da ABNT NBR 15200:2012. Em relação as espessuras, as diferenças percentuais chegam a ser superiores a 67% (figura 39). Quanto aos cobrimentos (figura 40), houve uma diferença menor nas marquises da entrada principal, sendo de 11%, mas que ainda

assim atendem ao solicitado. No Leyda Régis, o percentual alcança 400% quando analisado o cobrimento da laje térrea, que é muito acima da exigência normativa.

7.2.3 Comparativo das Dimensões de Campo e da Mínima para Pilares

Os pilares avaliados do pavilhão de Construção Civil e do Leyda Régis foram avaliados, de acordo com o método tabular apresentado na tabela 10, como sendo com uma face exposta ao fogo na determinação das dimensões mínimas. A tabela 20 mostra as dimensões encontradas dos pilares desses ambientes, junto com as dimensões mínimas.

Tabela 20 – Dimensões dos pilares do bloco de Construção Civil e do Leyda Régis.

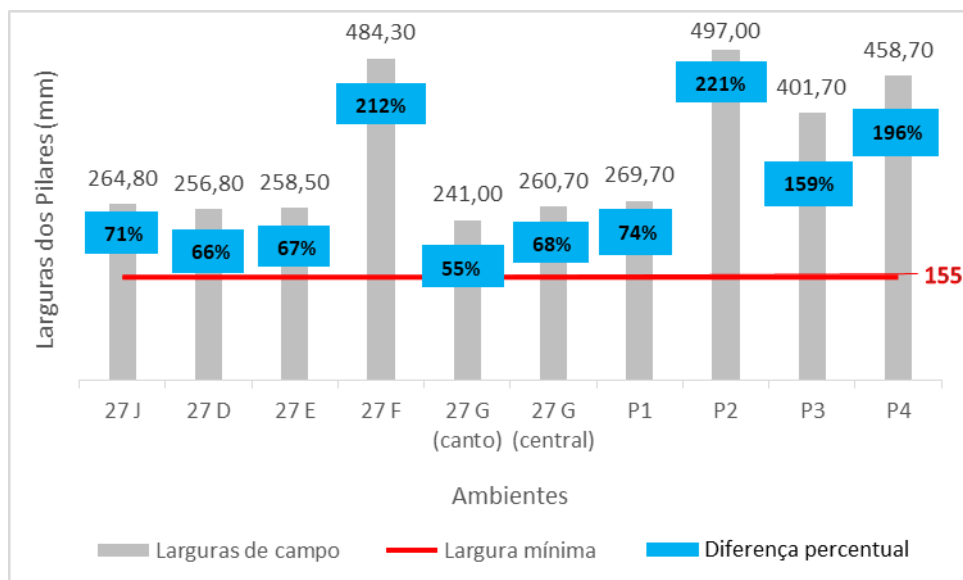
Edificação	Ambiente	TRRF (min)	b _{médio} (mm)	c (mm)		b _{min} (mm)	c ₁ (mm)
				menor	maior		
Bloco de Construção Civil	27 J	30	264,80	24,90	35,90	155	25
	27 D		256,80	14,90	43,90		
	27 E		258,50	26,90	40,90		
	27 F		484,30	21,90	41,90		
	27 G (pilar canto)		241,00	30,90	50,90		
	27 G (pilar central)		260,70	49,90			
	Corredor (P1)		269,70	40,90	46,90		
	Corredor (P2)		497,00	22,90	28,90		
	Corredor (P3)		401,70	43,90	48,90		
	Corredor (P4)		458,70	44,90	47,90		
Bloco Leyda Régis	203 (P1)	30	428,30	67,00	69,00	155	25
	203 (P2)		439,00	59,00	61,00		
	204 (P1)		427,00	51,00			
	204 (P2)		440,00	59,00	66,00		
	202		432,70	66,00			
	201		433,70	35,00	56,00		
	205 (P1)		435,00	51,00	61,00		
	205 (P2)		446,70	62,00	70,00		
	207		429,30	60,00	61,00		
	206 (P1)		431,00	51,00	62,00		
	206 (P2)		431,30	48,00	60,00		

Fonte: O autor (2022).

Na tabela anterior, analisando a coluna de menores cobrimentos de campo, nota-se quatro valores sombreados, os quais indicam os valores que não atenderam o cobrimento c_1 da norma (25mm), para os pilares com uma face exposta ao fogo e com um TRRF de 30 minutos.

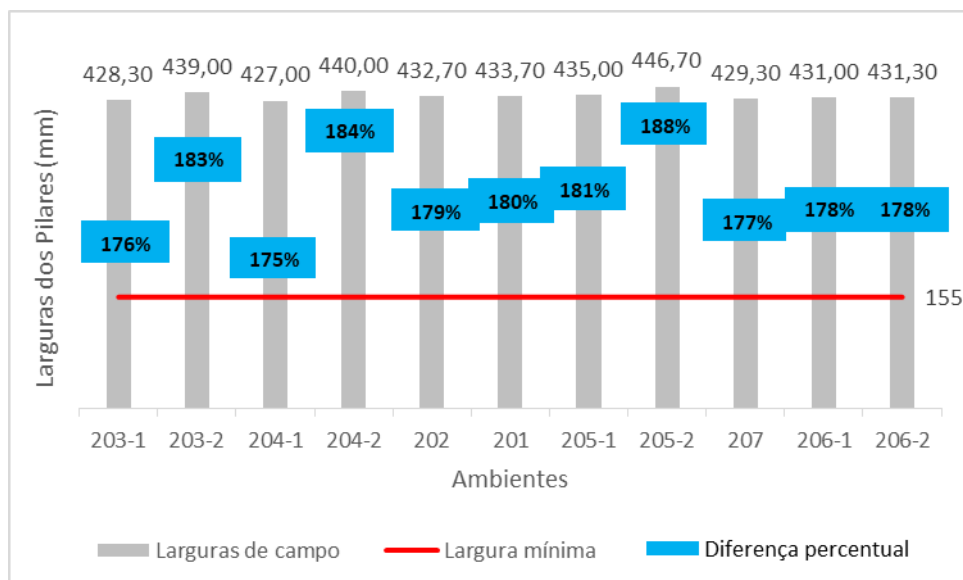
As figuras 41 e 42 mostram os gráficos com as diferenças percentuais das larguras dos pilares, para os pavilhões de Construção Civil e do Leyda Régis, respectivamente.

Figura 41 – Larguras dos pilares medidos nos ambientes do bloco de Construção Civil.



Fonte: O autor (2022).

Figura 42 – Larguras dos pilares medidos nos ambientes do bloco Leyda Régis.



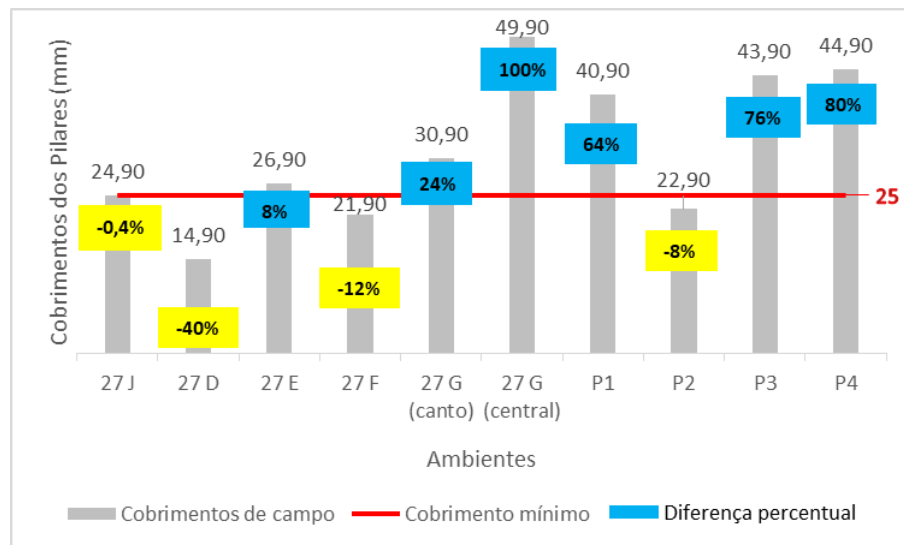
Fonte: O autor (2022).

No quesito das larguras das seções transversais, todos os pilares avaliados atenderam com uma boa folga o valor mínimo exigido. A menor diferença percentual no bloco de Construção Civil foi de 55%, enquanto que no Leyda Régis o menor percentual analisado foi de 175%. Observa-se que nos elementos desse último

pavilhão as dimensões observadas dos pilares tinham valores muito próximos, o que acabou por resultar em diferenças percentuais menos dispersantes entre as larguras de campo e o valor mínimo exigido na norma, no intervalo de 175% a 188%.

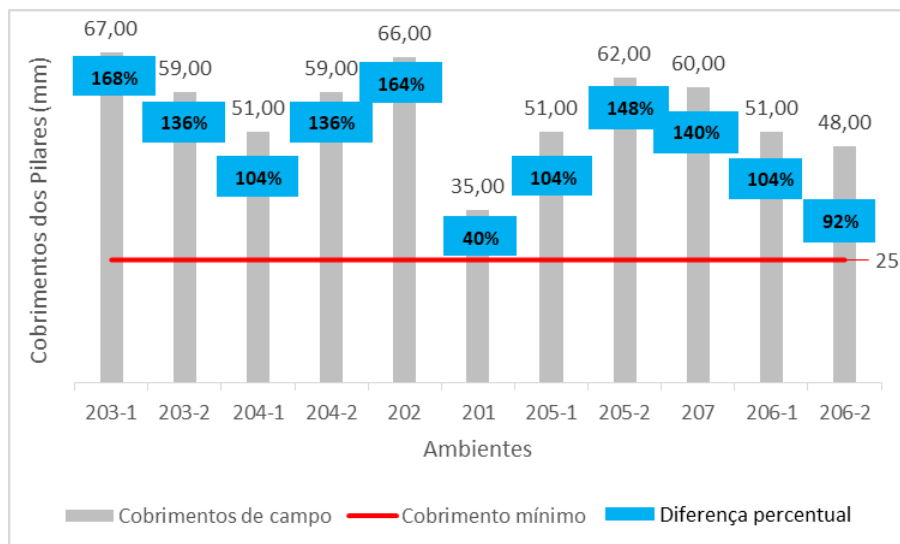
As figuras 43 e 44 apresentam os gráficos com as diferenças percentuais dos cobrimentos dos pilares, para os pavilhões de Construção Civil e do Leyda Régis, respectivamente, novamente avaliando o menor cobrimento de campo.

Figura 43 – Cobrimentos dos pilares medidos nos ambientes do bloco de Construção Civil.



Fonte: O autor (2022).

Figura 44 – Cobrimentos dos pilares medidos nos ambientes do bloco Leyda Régis.

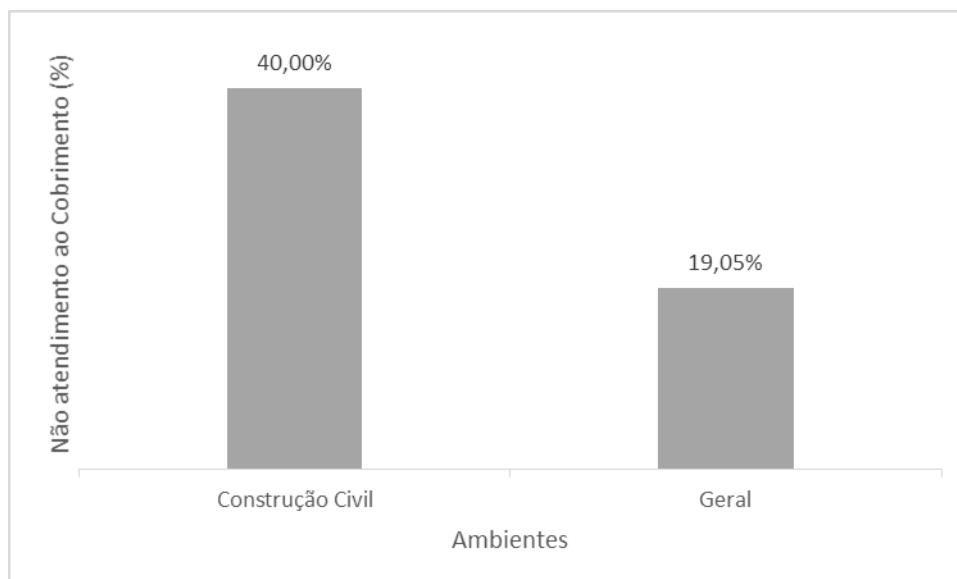


Fonte: O autor (2022).

Em relação aos cobrimentos do pavilhão Leyda Régis, figura 44, todos os pilares passaram na exigência de valor mínimo, com as diferenças percentuais variando de 40% (menor percentual) à 168% (maior percentual).

No pavilhão de Construção Civil, quatro valores não atenderam ao cobrimento mínimo normativo, como já destacados na tabela 20 (sombreados) e mostrados na figura 43, referentes as diferenças percentuais negativas de -0,4% (sala 27 J), de -8% (pilar 2 do corredor), de -12% (sala 27 F) e de -40% (sala 27 D). Cumprir ressaltar que caso fossem analisados os maiores cobrimentos de campo da tabela 20, todos eles passariam. Além disso, convém destacar que eles foram definidos a partir da desconsideração tanto da distância até o eixo da armadura quanto da camada de reboco. Se considerado apenas esse último já se teria o suficiente para que todos os menores cobrimentos medidos atendessem ao valor mínimo de norma. A figura 45 apresenta o gráfico com o percentual de pilares que não atenderam essa exigência em relação ao bloco de Construção Civil e no geral, com o valor em percentual.

Figura 45 – Percentual de pilares que não atenderam ao cobrimento.



Fonte: O autor (2022).

Dos dez pilares avaliados no pavilhão de Construção Civil, quatro deles não atenderam ao cobrimento mínimo, totalizando 40%. E na análise geral, sabendo que foram vinte e um o número de pilares nos quais foram feitas medições, o percentual foi de 19,05%.

7.3 ANÁLISE DOS DADOS DOS ENSAIOS DE ESCLEROMETRIA

O ensaio de esclerometria foi um estudo complementar para avaliação da uniformidade de cada elemento estrutural. Conforme mostrado no item 4.3, o primeiro procedimento refere-se a aferição do equipamento, de modo averiguar as boas condições de uso. Foram três aferições, para cada edificação ensaiada, em dias diferentes e antes de começar os ensaios, sem ultrapassar os 300 impactos. A tabela 21 apresenta a aferição do equipamento, além da determinação do coeficiente de correção do índice esclerométrico (k).

Tabela 21 – Aferição do esclerômetro e determinação do coeficiente de correção (k).

Aferição 01 – Bloco de Construção Civil												
Impacto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Média	k
Índice	77	78	79	79	75	75	78	78	77	78	77,40	1,03
Aferição 02 – Bloco Leyda Régis												
Impacto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Média	k
Índice	77	76	75	76	75	75	77	77	74	76	75,80	1,06
Aferição 03 – Marquise da Entrada Principal												
Impacto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Média	k
Índice	74	76	72	76	77	75	76	76	72	76	75,00	1,07

Fonte: O autor (2022).

Com a análise das três aferições, verificou-se que todas as médias foram superiores a 75, como exigido. E nenhum índice esclerométrico individual diferiu mais ou menos 3 da média. Com a aferição dentro dos padrões solicitados pela ABNT NBR 7584:2021, determinou-se o coeficiente de correção (k), conforme a equação 19, adotando-se um índice esclerométrico nominal igual a 80, informado na bigorna de aço.

Todos os pontos em que foram realizados o ensaio de esclerometria atenderam ao mínimo de cinco de leituras individuais, sem diferir 10% da média final obtida. Assim, determinou-se o índice esclerométrico médio efetivo em cada ponto, conforme a equação 20. A tabela 22 mostra os índices esclerométricos médios efetivos ($I_{E\alpha}$) encontrados, com a verificação do coeficiente de variação nos pontos de um mesmo elemento estrutural.

O coeficiente de variação foi aplicado para verificar o nível de homogeneidade entre os valores obtidos. É uma grandeza dada pela relação entre o desvio padrão e a média, onde quanto menor o seu valor, mais homogêneos os dados. Define-se que a variação é baixa quando for menor ou igual a 25% (RIGONATTO, 2016).

Tabela 22 – Índices esclerométricos médios efetivos (IE α) e os coeficientes de variação.

Edificação	Ambiente	Elemento	IE α			Desv Pad	Coeficiente Variação (%)
			Ponto 01	Ponto 02	Ponto 03		
Bloco de Construção Civil	Lab. (V1)	Viga	34,95	30,61	-	3,07	9,36
	Lab. (V2)	Viga	32,12	31,01	-	0,78	2,49
	27 J	Pilar	26,24	22,33	-	2,76	11,38
	27 D	Pilar	29,97	30,90	-	0,66	2,16
	27 D	Viga	31,48	32,84	-	0,96	2,99
	27 E	Pilar	27,91	27,59	-	0,23	0,82
	27 F	Pilar	27,99	27,56	-	0,30	1,09
	27 G (centro)	Pilar	28,09	30,32	-	1,58	5,40
	27 G (canto)	Pilar	31,10	33,96	-	2,02	6,22
Marquises da Entrada Principal	-	Laje	26,67	29,19	27,80	1,26	4,53
Bloco Leyda Régis	203 (P1)	Pilar	25,01	18,29	-	4,75	21,95
	203 (P2)	Pilar	22,24	20,67	-	1,11	5,17
	204 (P1)	Pilar	20,54	14,88	-	4,00	22,60
	204 (P2)	Pilar	30,04	30,69	-	0,46	1,51
	202	Pilar	27,37	30,28	-	2,06	7,14
	201	Pilar	29,42	28,50	-	0,65	2,25
	205 (P1)	Pilar	13,51	14,78	-	0,90	6,35
	205 (P2)	Pilar	27,37	26,95	-	0,30	1,09
	207	Pilar	26,39	28,64	-	1,59	5,78
	206 (P1)	Pilar	28,19	29,02	-	0,59	2,05
	206 (P2)	Pilar	27,72	28,64	-	0,65	2,31

Fonte: O autor (2022).

Como visto na tabela 22, nenhum coeficiente de variação foi superior a 25%, considerando-se assim uma baixa dispersão entre os pontos verificados de um mesmo elemento. Apenas dois coeficientes foram superiores à 20%, mas ainda se enquadrando numa boa homogeneidade. Com os dados do coeficiente de variação, deduziu-se que os elementos estruturais estudados apresentavam boa homogeneidade ao longo do seu comprimento.

8 CONCLUSÕES

O presente estudo apresentou a importância da verificação de estruturas em concreto armado, no que diz respeito à segurança contra incêndio, de acordo com a ABNT NBR 14432:2001, a ABNT NBR 15200:2012 e as instruções técnicas (IT's) dos corpos de bombeiro. Essas avaliações envolvem tanto estruturas projetadas e executadas sem a análise perante condições desse sinistro, em função de eventuais desleixos na etapa de projeto, como também aquelas construídas antes da vigência desses normativos técnicos.

As edificações do Instituto Federal de Sergipe (IFS) – campus Aracaju que foram avaliadas tratam-se de construções antigas, sendo a estrutura mais recente com quase 30 anos de sua inauguração. Desse modo, o estudo voltou-se para verificação dos elementos estruturais desses ambientes, coletando inicialmente as dimensões deles, no que se refere as larguras das vigas, espessuras das lajes e larguras dos pilares, juntamente com as medições dos seus respectivos cobrimentos. E para isso, aplicou-se medições diretas, com o uso de paquímetro e de trena metálica, e medições indiretas, com o uso do pacômetro.

Devido ao ensaio de pacometria informar valores estimados, foi necessário utilizar uma metodologia que permitisse avaliar sua eficiência em relação ao emprego na determinação dos cobrimentos dos elementos estruturais. Assim, houve um confronto de medições das camadas de reboco com o uso do pacômetro e do paquímetro, em alguns pontos escarificados. Observou-se uma baixa diferença entre esses dois tipos de medições, o que trouxe maior confiabilidade dos dados obtidos com o equipamento pacômetro.

As dimensões coletadas em campo foram comparadas com as dimensões mínimas do método tabular para cada tipo de elemento, após definição do TRRF, conforme mostrado no item 7.1.

No comparativo das dimensões, as vigas e as lajes passaram nos requisitos do método tabular da ABNT NBR 15200:2012, apresentando certa folga ao avaliar a diferença percentual entre as dimensões medidas *in loco* e as mínimas requeridas. Todos os pilares também atenderam ao solicitado quando se analisa as suas larguras; porém em relação aos cobrimentos, ao avaliar os menores valores encontrados em campo, notou-se que quatro estavam fora do padrão.

Vale lembrar que nos cobrimentos de campo foram descontadas as camadas de revestimentos (rebocos), quando existentes, e a distância até o eixo da barra longitudinal. Com essas desconsiderações encontram-se cobrimentos (c) numa pior situação em relação ao da norma (c_1), a favor da segurança. Se na análise dos resultados não houvesse os descontos ditos anteriormente, todos os elementos, inclusive os pilares, atenderiam as dimensões mínimas.

Mesmo se tratando de elementos estruturais de edificações antigas, construídas muito antes da vigência das normas de incêndio para estruturas em concreto armado, observou-se, no geral, um bom atendimento das edificações do IFS – campus Aracaju em relação as vigas, lajes e pilares avaliados, quando comparadas com as dimensões mínimas. Esse bom atendimento vem de motivos como: a altura das edificações (classes P1 e P2) e o tipo de ocupação e divisão (E-1), que considera uma menor carga de incêndio, ambos os fatores resultando em um baixo TRRF (30 minutos), e, por conseguinte, em dimensões requeridas menores para os elementos estruturais. Outro motivo refere-se ao fato de que os elementos estruturais analisados serem relativamente robustos, típicos de construções antigas.

Conforme observado nos trabalhos de Campos (2019) e Lucas *et al.* (2020), apenas para edificações mais altas é que o dimensionamento observando apenas as exigências de cobrimentos e dimensões mínimas da ABNT NBR 6118:2014 pode não ser suficiente para atendimento das especificações da ABNT NBR 15200:2012.

Além das medições indiretas com o pacômetro, aplicou-se também o esclerômetro, equipamento de ensaio não destrutivo (END), na busca de avaliar, de forma estimada, a uniformidade dos elementos estruturais estudados. Os resultados encontrados com o equipamento identificou baixa dispersão entre os valores obtidos para um mesmo elemento estrutural, indicando uma boa homogeneidade de cada um deles ao longo do seu comprimento. Assim, essa avaliação serviu para subsidiar as aproximações que foram necessárias ocorrerem no que diz respeito à não realização de mais medições ao longo dos elementos estruturais, quer seja por dificuldades de acesso a alguns pontos das estruturas, quer seja por escassez de tempo.

Para futuros estudos, sugere-se:

O desenvolvimento de protótipos de elementos estruturais atendendo e não atendendo as condições de incêndio, de acordo com o TRRF da ABNT NBR 14432:2001 e as dimensões mínimas da ABNT NBR 15200:2012, de maneira a comparar os efeitos da ação do fogo nesses dois tipos de protótipos;

Realizar e aprimorar as análises aqui desenvolvidas em outras edificações do campus Aracaju e em outros campus do IFS, havendo maior disponibilidade de tempo e recursos, para assim envolver um maior número de elementos estruturais analisados, ratificando os resultados aqui obtidos;

Utilizar outros equipamentos de ensaios não destrutivos para contribuir na precisão dos resultados;

Realizar um levantamento visando revisar as naturezas de ocupações dos ambientes do IFS - campus Aracaju, para com isso melhor definir as cargas de incêndio;

Empregar outros métodos de verificação de estruturas em concreto armado em situação de incêndio, da ABNT NBR 15200:2012, como para o caso de alguns pilares do bloco de Construção Civil e do Leyda Régis, que não tem apenas uma face exposta ao fogo;

Fazer a verificação de atendimento em elementos estruturais de outros materiais, como estruturas em aço.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, Lucas Alves de; SOUZA, Denisson dos Santos; SANTOS, Euler Wagner Freitas. **Verificação dos requisitos da NBR 15200:2012 e NBR 14432:2001 no dimensionamento de estruturas de concreto com lajes nervuradas em situação de incêndio**. In: IBRACON, 2020, Florianópolis. Anais do 62º Congresso Brasileiro de Concreto.

ALBUQUERQUE, Gabriela Bandeira de Melo Lins de. **Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2012. 245f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 7584**: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 8681**: Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 8802**: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 14432**: Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 15200**: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

BATTAGIN, Arnaldo Forti; SILVEIRA, Ana Livia Zeitune de Paula. **Estudo da microestrutura do concreto em situação de incêndio: um termômetro da temperatura alcançada**. In: Concreto e Construções. São Paulo (SP), ed. 89, p. 44-48, jan. 2018.

BERTO, Antonio Fernando; OLIVEIRA, Carlos Roberto Metzker de. Resistência ao fogo das estruturas de concreto. **Segurança e dimensionamento das estruturas, metodologias experimentais para avaliação de danos de normalização**. In: Revista Concreto & Construções. Ed. IBRACON, n. 89, São Paulo, v. 1, p. 22-28, 2018.

BRITEZ, C. A.; COSTA, C. N. **Ações do Fogo nas Estruturas de Concreto**. In: Geraldo Isaia. (Org.). Concreto: Ciência e Tecnologia. 1 ed. São Paulo: Ibracon, 2011, cap. 29, p. 1029-1068.

BRITTO, Caio de. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio: comparação de requisitos técnicos entre a ABNT NBR 15200:2012 e a ACI/TMS-216.1M-14**. 2018. 129f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, 2018.

CAMPOS, Jhon Deivison Santos. **Análise dos Recursos de uma Ferramenta Computacional Quanto ao Atendimento às Prescrições Normativas no Projeto de Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 107f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2019.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. Tese de doutorado, USP, São Paulo, SP, Brasil, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EM 1991-1-2: **Eurocode 1: actions on structures – part 1.2: general rules – actions on structures exposed to fire**. Brussels: CEN, 2002.

FERREIRA, Sérgio Gonçalves. **Ação do incêndio nas estruturas de aço — consequências e recuperação**. In: Simpósio Nacional de Arquitetura e Proteção Contra Incêndios. Anais... EPUSP. São Paulo, 1998.

FERREIRA, Wesley; SANTOS, Jefferson Sabino Aquino dos; CAVALCANTE, Fernanda Raquel de Holanda; SANTOS, Euler Wagner Freitas; MELO, Adriana Virgínia Santana; FREITAS, Michelline Nei Bomfim de Santana. **O Emprego de Ensaios Não Destrutivos na Avaliação de Estruturas em Concreto Armado de Edificações**. In: IBRACON, 2014, Natal - RN. Anais do 56º Congresso Brasileiro de Concreto.

INSTRUÇÃO TÉCNICA DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, CBPMESP. **IT n.º 08: Resistência ao fogo dos elementos de construção**. São Paulo, 2011.

INSTRUÇÃO TÉCNICA DO CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SERGIPE, CBPMSE. **IT n.º 43: Adaptação às normas de segurança contra incêndio em edificações existentes**. Sergipe, 2018.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834-1: Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction. Part 1: General Requirements**. Geneva, 1999.

KODUR, V.R.K. **Experimental studies on the fire endurance of high-strength concrete columns**. Canada: IRC/NRC, 2000. 146p. (NRC-CNRC Internal Report 819).

LASKE, A.C.; IBRAHIM, L. B. **Análise do comportamento de aços para estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. 3º Simpósio Paranaense de Patologia das Construções (3º SPPEC), artigo 3SPPEC1016, pp. 174 – 185, 2018.

LIMA, Gustavo Fernandes de. **Sistema de Medidas e Teoria do Erro**. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN). 2013.

SANTOS NETO, Amancio Cardoso dos. **Da escola de aprendizes ao Instituto Federal de Sergipe: 1909-2009**. Revista Brasileira de Educação Profissional e Tecnológica, v. 2, p. 25-39, 2009.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto**. 5a ed., Porto Alegre, Bookman, 2016.

NOGUEIRA, C. L. **Análise Ultra-Sônica da Distribuição dos Agregados no Concreto através de Wavelets**. XXI Congresso Nacional De Ensaio Não Destrutivos. Salvador, Brasil. 2002. São Paulo: ABENDE, 2002. 1 CD-ROM.

PROCEQ. **Instruções de operação: Silver Schmidt & Hammerlink**. 32f. 2016.

PROCEQ. **Profometer: Instruções de operação**. 53f. 2017.

PROCEQ. **Instruções Operacionais: Pundit Lab / Pundit Lab+ - Instrumento Ultrassônico**. 32f. 2017.

RIBEIRO, Amanda Gonçalves. **"Medidas de dispersão: variância e desvio padrão"**; Brasil Escola. Disponível em: <https://brasilecola.uol.com.br/matematica/medidas-dispersao-variancia-desvio-padrao.htm>. Acesso em 09 de janeiro de 2022.

RIGONATTO, Marcelo. **"Coeficiente de variação"**; Brasil Escola. Disponível em: <https://brasilecola.uol.com.br/matematica/coeficiente-variacao.htm>. Acesso em 09 de janeiro de 2022.

ROBERT, G.; COLINA, H.; DEBICKI, G. "A durabilidade do concreto mediante ao fogo." In: OLIVIER, J.-P. et al. (Eds.). **Durabilidade do Concreto - Bases científicas para formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente**. 1a ed., chapter 12, São Paulo, Brasil, IBRACON, 2014.

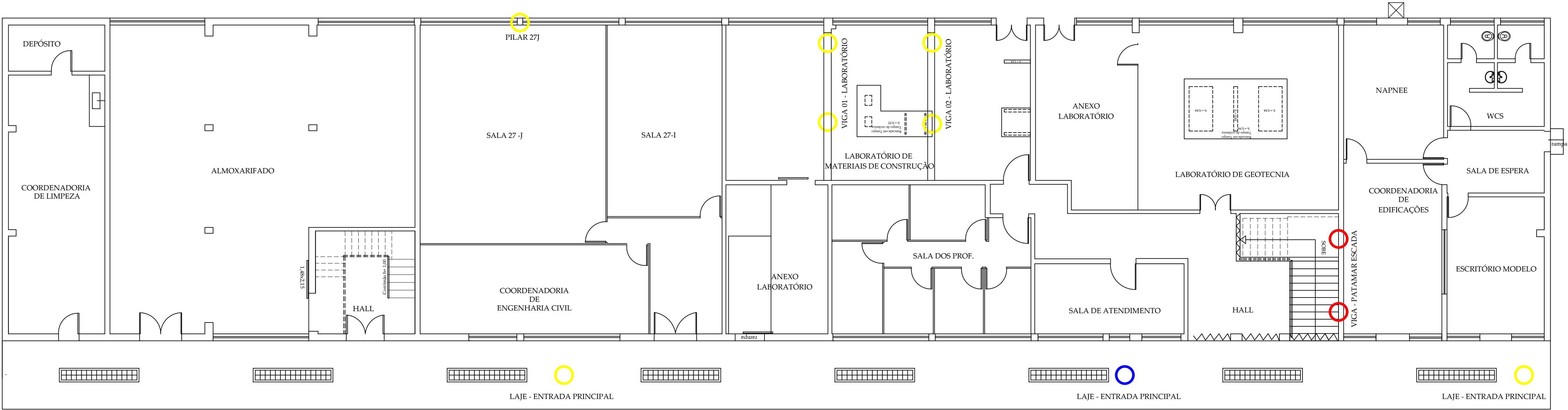
SILVA, V. P. **Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. 2a ed. São Paulo, Brasil, Blucher, 2016.

SILVA, G.A.F.; BOTELHO, I.T.; DIAS, J.P.; FONSECA, L.G.; FARAGE, M.C.R.; OLIVEIRA, T.M.; BONIFACIO, A.L. **Relação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão de concretos**. XXXVIII INTERNATIONAL SODEBRAS CONNGRESS, Fortaleza-CE, v. 12, ed. 141, p. 127-132, setembro 2017.

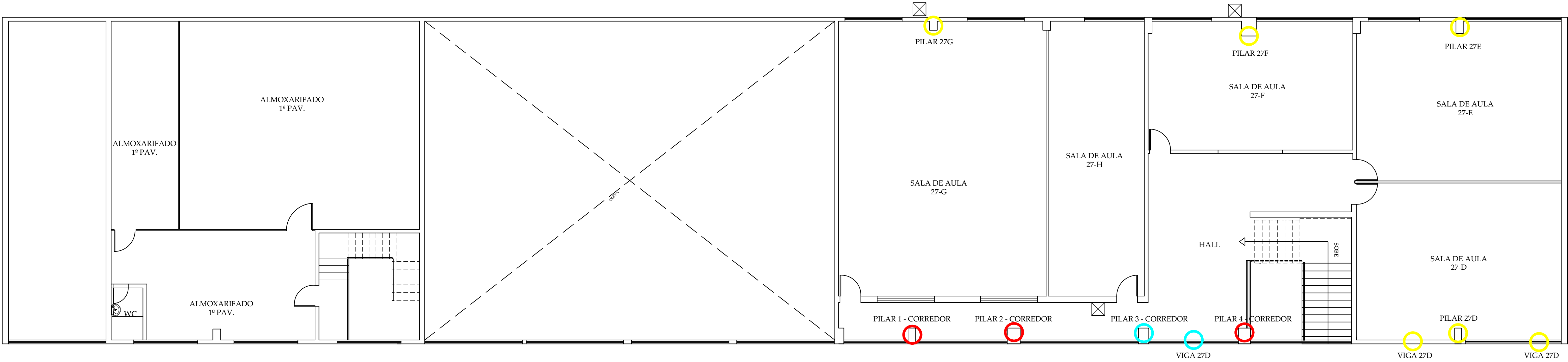
SOUZA, Denisson dos Santos. **Estudo do dimensionamento de estruturas pré-moldadas de concreto armado em situação de incêndio**. 91f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2020.

WHITEHURST, E. A. **Evaluation of concrete properties from Sonic test**. Detroit, American Concrete Institute, 1966. 84p.

APÊNDICE A - PLANTAS BAIXAS DO BLOCO DE CONSTRUÇÃO CIVIL



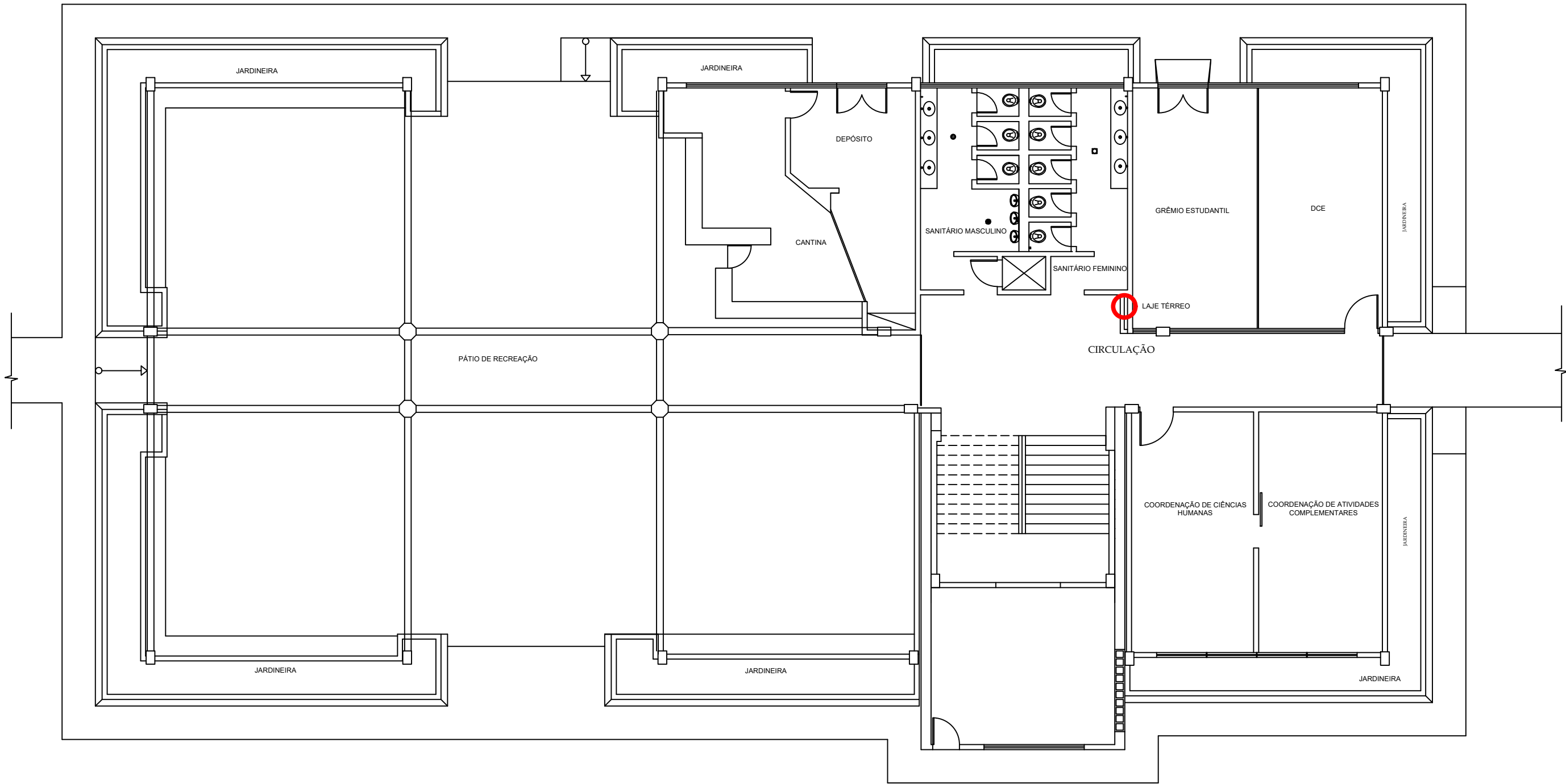
PLANTA BAIXA - PAV. TÉRREO



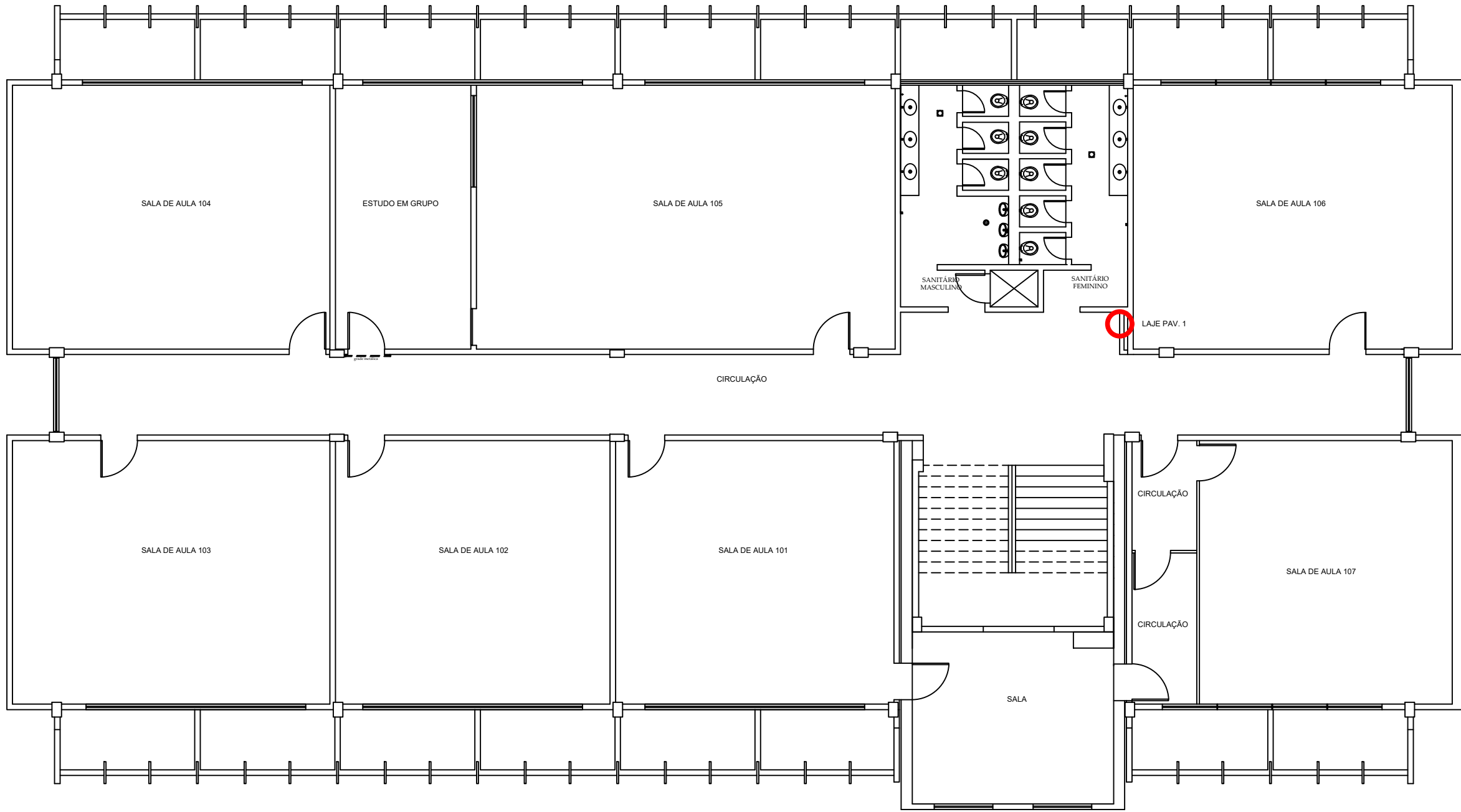
PLANTA BAIXA - PAV. SUPERIOR

LEGENDA	
	MEDIÇÃO DIRETA + INDIRETA
	MEDIÇÃO DIRETA + INDIRETA + ESCLETOMETRIA
	MEDIÇÃO DIRETA + INDIRETA + ESCLEROMETRIA + ESCARIFICAÇÃO
	MEDIÇÃO DIRETA + INDIRETA + ESCARIFICAÇÃO

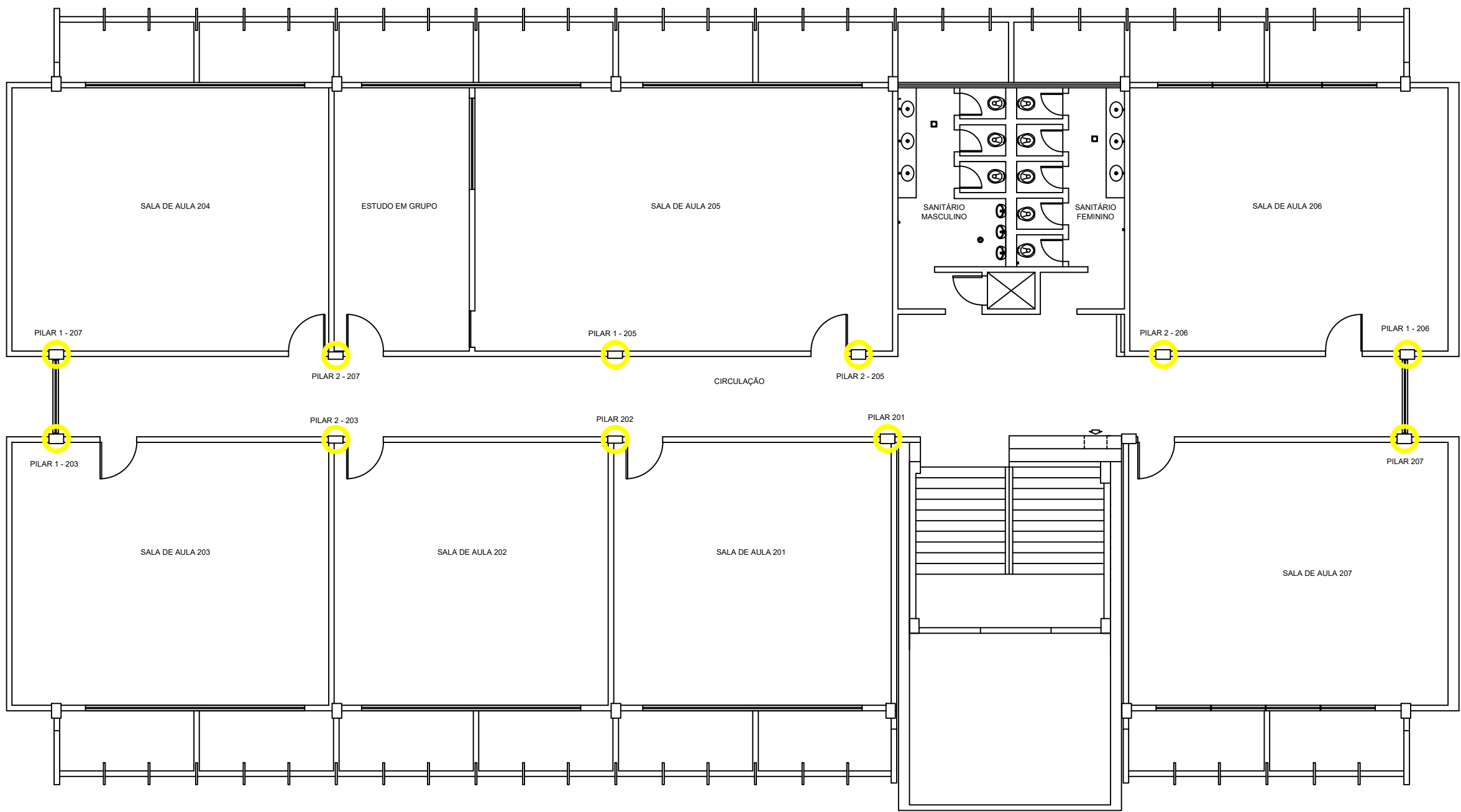
APÊNDICE B - PLANTAS BAIXAS DO BLOCO LEYDA RÉGIS



PLANTA BAIXA TÉRREO



PLANTA BAIXA 1º PAV.



PLANTA BAIXA 2º PAV.

LEGENDA	
	MEDIÇÃO INDIRETA
	MEDIÇÃO DIRETA + INDIRETA + ESCLETOMETRIA