

LAUDO TÉCNICO
LAJES DE COBERTA DO AUDITÓRIO E
ESCADA DO ED. SEDE TRE
JOÃO PESSOA – PB

Dezembro de 2019

SUMÁRIO

1	CORROSÃO DE ARMADURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	4
1.1	Agressividade ambiental e seu impacto sobre estruturas de concreto armado	4
1.2	Etapas do processo de corrosão	5
1.3	Corrosão desencadeada pela carbonatação do concreto	6
1.4	Corrosão desencadeada pela ação dos cloretos	7
1.5	Recomendações normativas	8
2	CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA INSPECIONADA.....	15
2.1	Dados Gerais	15
2.2	Características da estrutura recomendadas no projeto estrutural	18
2.3	Análise das características de projeto frente às recomendações normativas vigentes à época .	20
3	METODOLOGIA EMPREGADA NOS ENSAIOS E ANÁLISES REALIZADAS	232
3.1	Medidas ambientais	232
3.2	Exame visual da estrutura	243
3.3	Esclerometria e ultrassom	254
3.4	Análise do teor de cloretos	276
3.5	Medida da frente de carbonatação	276
3.6	Medida da espessura da capa de cobrimento	287
3.7	Resistividade elétrica superficial	298
3.8	Potencial de corrosão	29
3.9	Densidade de corrente de corrosão	32
3.10	Perda se seção da armadura	33
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	35
4.1	Parâmetros ambientais	35
4.1.1	Temperatura e umidade relativa	35
4.1.2	Concentração de CO ₂	37
4.2	Exame visual da estrutura	38
4.3	Esclerometria e ultrassom	44
4.3.1	Esclerometria	45
4.3.2	Ultrassom	52
4.4	Presença de cloretos	55

4.5	Profundidade de carbonatação e cobrimento.....	56
4.6	Resistividade elétrica superficial	67
4.7	Potencial de corrosão.....	73
4.8	Velocidade de corrosão.....	80
4.9	Perda de seção da armadura.....	83
4.10	Condições gerais da estrutura.....	86
5	DIAGNÓSTICO E PROPOSTA DE RECUPERAÇÃO	87
5.1	Diagnóstico sobre os problemas de corrosão de armaduras.....	87
5.2	Prognóstico em relação ao problema de corrosão de armaduras.....	89
5.3	Proposta de recuperação	91
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93

1 CORROSÃO DE ARMADURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

1.1 Agressividade ambiental e seu impacto sobre estruturas de concreto armado

A corrosão do aço em estruturas de concreto armado é um problema recorrente e com grande impacto financeiro. Atualmente, é reconhecido como um dos maiores problemas na indústria da construção civil, com repercussão em função do volume de casos registrados, da precocidade com que ocorrem, bem como do montante de recursos envolvidos (MEIRA, 2017; FRANKOWSKI, 2018).

O concreto garante, à armadura, uma dupla proteção: uma proteção mecânica, caracterizada pela camada de concreto entre a face externa do elemento estrutural e a armadura (cobrimento), que separa a armadura do contato direto com o ambiente agressivo externo; e uma proteção química, caracterizada pela elevada alcalinidade do meio, que garante a estabilidade termodinâmica da camada passiva, localizada na interface entre a armadura e o concreto (CASCUDO, 1997; MEIRA, 2017).

Desde que as condições iniciais sejam mantidas no entorno da armadura, a capa passiva se manterá estável e, conseqüentemente, a armadura estará protegida contra a corrosão. Todavia, a estabilidade da capa passiva pode ser perdida pela ação agressiva de alguns agentes ambientais, como, por exemplo, os íons cloreto (Cl^-) e o gás carbônico (CO_2) (BERTOLINI *et al.*, 2004).

Mapear as características de agressividade ambiental do local onde se inserem as construções é uma ação que se configura de significativa utilidade para a determinação de parâmetros de projeto e especificações para execução, bem como no diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras. Ambientes com maiores concentrações de agentes agressivos demandam melhores características de durabilidade da estrutura como, por exemplo, menor relação água/cimento do concreto, maior espessura de cobrimento etc. Quando essa condição não é atendida, pode haver uma redução significativa no tempo de vida útil da estrutura (MEIRA, 2017).

Portanto, o conhecimento do tipo de agressividade e dos níveis de concentração dos agentes agressivos, em determinado ambiente, permitirá o desenvolvimento de projetos de estruturas de concreto armado mais eficientes e de melhor relação custo/benefício, tratando de forma preventiva o surgimento da corrosão das armaduras e, conseqüentemente, aumentando a vida útil dessas estruturas. Nesse sentido, as normas técnicas começaram a se preocupar com o tipo e o nível de agressividade do ambiente, especificando características mínimas, relacionadas à durabilidade, a serem atendidas (ver item 1.5), de modo a proporcionar uma adequada expectativa de vida útil.

1.2 Etapas do processo de corrosão

O processo de corrosão pode ser visto, de forma simplificada, através do modelo conceitual proposto por Tuutti (1982), exposto na Figura 1. Nele, há uma fase de iniciação da corrosão, onde ocorre a penetração de agentes agressivos no concreto até o momento em que ocorre a despassivação da armadura e uma fase de propagação da corrosão, que se inicia no momento em que ocorre a despassivação da armadura e se caracteriza pelo desenvolvimento das reações de corrosão.

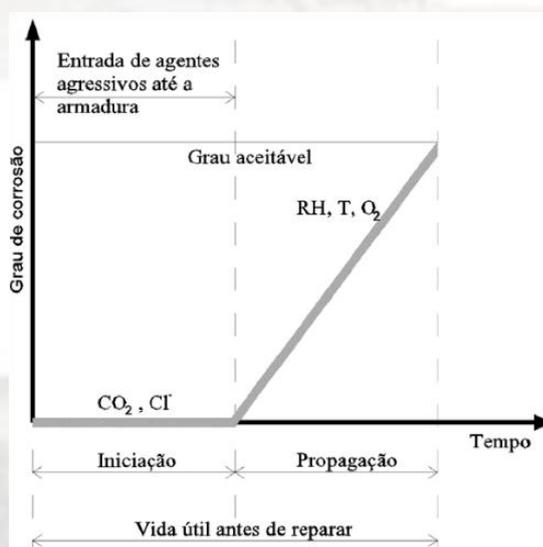


Figura 1 – Modelo de Tuutti para corrosão de armaduras (TUUTTI, 1982).

A fase de iniciação depende das características de agressividade do meio ao qual a estrutura está exposta e das características dos materiais, como o tipo de cimento, a porosidade superficial do concreto, tipo de armadura etc. A fase de propagação se caracteriza pelo avanço das reações de corrosão. Essas reações podem ser mais ou menos rápidas, dependendo das variáveis que controlam a cinética do processo de corrosão, como a disponibilidade de oxigênio, a resistividade do material, a temperatura etc. O presente relatório, apesar de dar maior ênfase à fase de iniciação da corrosão, buscando caracterizar o ambiente e a sua interação com a estrutura, bem como investigando as causas que podem ter contribuído para a instalação do processo de corrosão de armaduras nas lajes de cobertura do auditório e escada do edifício sede do TER, também se ocupa da despassivação das armaduras e da cinética do processo corrosivo.

1.3 Corrosão desencadeada pela carbonatação do concreto

Em condições normais, a barra de aço no interior do concreto encontra-se protegida, devido à alta alcalinidade do meio (em geral pHs acima de 12,5) (TUUTTI, 1982). Entretanto, à medida que o gás carbônico (CO_2), presente no ar que respiramos, penetra no concreto, ocorrem reações químicas que levam à diminuição dessa alcalinidade, fazendo com que o pH atinja valores próximos a 8 (TUUTTI, 1982). Essa redução de pH próximo à armadura compromete a proteção química garantida pelo concreto à armadura, criando condições para que se inicie o processo de corrosão (CASCUDO, 1997).

O processo de carbonatação ocorre de fora para dentro do concreto, gerando uma frente de redução de pH (frente de carbonatação), onde regiões mais externas, carbonatadas, apresentam baixos níveis de alcalinidade e outras regiões, onde a carbonatação não chegou, mantêm os elevados níveis de pH. Quando essa frente atinge a armadura, criam-se condições para que ocorra a despassivação da armadura e o processo de corrosão seja instalado (TUUTTI, 1982). Esse tipo de corrosão tem a característica de ocorrer de forma generalizada, conforme exemplifica a Figura 2.



Figura 2 – Exemplo de corrosão desencadeada por carbonatação (Fonte: acervo particular dos autores).

A carbonatação do concreto é influenciada pela sua estrutura de rede porosa e pela sua condição de umidade. Poros secos facilitam a entrada de CO_2 no interior do concreto, mas a carbonatação não ocorre porque a água é necessária nas reações de carbonatação. Poros saturados de água garantem a sua disponibilidade para eventuais reações de carbonatação, mas a carbonatação

será desprezível devido à baixa difusividade no CO₂ na água (CASCUDO, 1997; MEIRA, 2017). Portanto, a maior velocidade de avanço da frente de carbonatação ocorre com umidades variando entre 50 e 80%, onde se garante a presença de água e há vazios não saturados que facilitam a entrada do CO₂ (ANDRADE, 1988).

Como resumo e de forma simplificada, pode-se colocar que a carbonatação é dependente: das características de projeto e dosagem do concreto (cobrimento, fator a/c, tipo de cimento, uso de adições etc.); das técnicas construtivas empregadas (transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto), que podem alterar significativamente as condições de porosidade superficial dos elementos estruturais; das condições ambientais, quer seja em relação ao tipo de atmosfera em que a estrutura se insere (atmosferas rurais, industriais, urbanas ou marinhas), quer seja em relação a condições de umidade do ambiente (MEIRA, 2017).

O avanço da frente de carbonatação pode ser representado pela Equação (1), onde x é a profundidade carbonatada, k_{CO_2} é a velocidade de avanço da frente de carbonatação (dependente dos fatores acima indicados) e t é o tempo de exposição (BERTOLINI *et al.*, 2004).

$$x = k_{CO_2}\sqrt{t} \quad (1)$$

1.4 Corrosão desencadeada pela ação dos cloretos

Nenhum outro agente agressivo às estruturas de concreto armado é tão extensivamente documentado pela literatura como os cloretos. Os íons cloreto podem ser introduzidos no concreto de duas formas básicas: através da sua contaminação já na fase de mistura do concreto ou através da sua penetração gradual no concreto a partir de fontes externas. No primeiro caso, a contaminação pode ocorrer através do uso de aceleradores de pega que tenham cloretos na sua composição ou a partir da presença de agentes contaminantes nos agregados, em materiais suplementares adicionados à mistura ou na água de amassamento. No segundo caso, o transporte de cloretos para o interior do concreto pode ocorrer a partir do contato com solos contaminados, lençóis freáticos contaminados, salmouras industriais, água do mar ou névoa salina em ambiente de atmosfera marinha (maresia), situação bastante comum em nosso país com significativa extensão de costa (CASCUDO, 1997; ANGST *et al.*, 2009).

Quer seja através de contaminação interna, quer seja através de contaminação externa, quando os cloretos apresentam concentração suficiente nas proximidades da armadura, em conjunto com a água e o oxigênio, inicia-se o processo de corrosão de forma pontual na armadura, corrosão por

pites (BERTOLINI *et al.*, 2004; MEIRA, 2017). Contudo, esse tipo de corrosão, diferentemente da corrosão desencadeada pela carbonatação do concreto, que costuma ser generalizada, ocorre de forma localizada e em profundidade e costuma comprometer de forma mais rápida o desempenho estrutural das armaduras, devido a sua redução de seção resistente, conforme exemplifica a Figura 3.



Figura 3 – Exemplo da corrosão desencadeada pela ação dos cloretos (Fonte: acervo particular dos autores).

De forma semelhante à corrosão desencadeada pela carbonatação do concreto, a fase de iniciação da corrosão desencadeada por cloretos depende: das características de projeto e dosagem do concreto (cobrimento, relação água/cimento, tipo de cimento, uso de adições etc.); das técnicas construtivas empregadas (transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto), que podem alterar significativamente as condições de porosidade superficial dos elementos estruturais, facilitando a entrada do agente agressivo; das condições ambientais, que podem ensejar maior ou menor disponibilidade de cloretos no ambiente, bem como afetar o transporte de cloretos em função das condições de umidade do ambiente e sua interação com o concreto (MEIRA, 2017).

1.5 Recomendações normativas

Entendendo-se que o projeto da estrutura de concreto do edifício sede do TRE (Tribunal Regional Eleitoral) foi finalizado no ano de 1999, conforme projeto enviado pela equipe de engenharia desse órgão, apresenta-se, a seguir, as recomendações constantes na norma NBR 6118 (ABNT, 1980), vigente à época da elaboração do projeto.

O item durabilidade (8.2.2) da referida norma ainda se apresentava de forma bastante limitada, apresentando o seguinte texto: “quando o concreto for usado em ambiente

reconhecidamente agressivo, deverão ser tomados cuidados especiais em relação à escolha dos materiais constituintes, respeitando-se o mínimo consumo de cimento e o máximo valor da razão água/cimento compatíveis com a boa durabilidade do concreto”.

Essas recomendações são bastante genéricas e carentes de objetividade, inclusive em relação ao profissional responsável por essas definições a que a citada norma se refere. Contudo, o item 6.3.3.1 da referida norma especificava cobrimentos da armadura para distintas condições da estrutura, conforme se reproduz no texto a seguir.

“Qualquer barra da armadura, inclusive de distribuição, de montagem e estribos, deve ter cobrimento de concreto pelo menos igual ao seu diâmetro, mas não menor que:

a) para concreto revestido com argamassa de espessura mínima de 1 cm:

- em lajes no interior de edifícios 0,5 cm*
- em paredes no interior de edifícios 1,0 cm*
- em lajes e paredes ao ar livre 1,5 cm*
- em vigas, pilares e arcos no interior de edifícios 1,5 cm*
- em vigas, pilares e arcos ao ar livre 2,0 cm*

b) para concreto aparente:

- no interior de edifícios 2,0 cm*
- ao ar livre 2,5 cm ...”*

Desta forma, para o caso de concreto aparente (sem revestimento de argamassa) previa-se um cobrimento de 2 cm para as armaduras de estruturas no interior de edifícios, independentemente do tipo de elemento estrutural, desde que respeitada a condição inicial de uma vez o diâmetro da armadura.

Considerando também o texto da NBR 12655 (ABNT, 1996) vigente à época, o mesmo define o projetista da estrutura como aquele profissional responsável por uma série de definições em relação ao concreto, conforme se reproduz a seguir.

“5.1 Profissional responsável pelo projeto estrutural

Cabem a este profissional as seguintes responsabilidades:

- a) registro da resistência característica do concreto, f_{ck} , em todos os desenhos e memórias que descrevem o projeto tecnicamente;
- b) especificação, quando necessário, dos valores de f_{ck} para as etapas construtivas, tais como: retirada de cimbramento, aplicação de protensão ou manuseio de pré-moldados;
- c) especificação dos requisitos correspondentes à durabilidade da estrutura e de propriedades especiais do concreto, tais como: consumo mínimo de cimento, relação água/cimento, módulo de deformação estático mínimo na idade da desforma e outras propriedades necessárias à estabilidade e durabilidade da estrutura, durante a fase construtiva e durante sua vida útil, de acordo com a NBR 6118.

Em 2003, com uma ampla revisão da NBR 6118, o tema durabilidade passou a ser tratado com muito mais ênfase. Nesse sentido, embora a NBR 6118 (ABNT, 2003) não estivesse vigente na época de elaboração do projeto, apresenta-se, a seguir, alguns dos seus aspectos relacionados à durabilidade, com o objetivo de fundamentar discussões realizadas mais à frente neste laudo.

A então NBR 6118 (ABNT, 2003) classificava os ambientes conforme expõe o Quadro 1 (Tabela 6.1 da norma) e, no seu item 6.4.3 aceita que “o responsável pelo projeto estrutural, de posse de dados relativos ao ambiente em que será construída a estrutura, possa considerar classificação mais agressiva que a estabelecida na tabela 6.1”.

No seu item 7.4.2, a NBR 6118 (ABNT, 2003) também coloca que “ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos na tabela 7.1”.

Quadro 1 – Reprodução da Tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2003) – Classes de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Quadro 2 – Reprodução da Tabela 7.1 da NBR 6118 (ABNT, 2003) - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

NOTAS

¹⁾ O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

²⁾ CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

³⁾ CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Nos seus itens 7.4.3 e 7.4.4, a NBR 6118 (ABNT, 2003) acrescenta:

“7.4.3 Os requisitos das tabelas 7.1 e 7.2 são válidos para concretos executados com cimento Portland que atenda, conforme seu tipo e classe, às especificações das ABNT NBR 5732, ABNT NBR 5733, ABNT NBR 5735, ABNT NBR 5736, ABNT NBR 5737, ABNT NBR 11578, ABNT NBR 12989 ou ABNT

NBR 13116, com consumos mínimos de cimento por metro cúbico de concreto de acordo com a ABNT NBR 12655”.

“7.4.4 Não é permitido o uso de aditivos contendo cloreto na sua composição em estruturas de concreto armado ou protendido”.

Em relação aos cobrimentos a serem atendidos em relação à armadura, a NBR 6118 (ABNT, 2003) coloca o disposto no Quadro 3. No seu item 7.4.7.4, a referida norma aceita a redução do cobrimento nominal das armaduras, que corresponde ao cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc) para condições específicas, conforme descreve o texto a seguir.

“7.4.7.4 Quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução pode ser adotado o valor $\Delta c = 5 \text{ mm}$, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto. Permite-se, então, a redução dos cobrimentos nominais prescritos na tabela 7.2 em 5 mm”.

Quadro 3 – Reprodução da Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2003) - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ²	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto Protendido ¹	Todos	30	35	45	55

¹Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como piso de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal $\geq 15 \text{ mm}$.

³Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal $\geq 45 \text{ mm}$.

De forma adicional, a NBR 12655 (ABNT, 2006), com o seu processo de revisão, passou a acrescentar uma série de aspectos que também devem ser obedecidos em relação à durabilidade, em especial em relação à corrosão de armaduras, os quais são apresentados na sequência.

O Quadro 4 (Tabela 2, na NBR 12655/2006), faz a correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto, referindo-se não só a classes de concreto, mas também a consumos mínimos de cimento.

Quadro 4 – Reprodução da Tabela 2 da NBR 12655 (ABNT, 2006) - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (Tabela 1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
Consumo de cimento por metro cúbico de concreto (kg/m ³)	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360
NOTA CA – Componentes e elementos estruturais de concreto armado; CP – Componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

No seu item 5.2.2.2, a NBR 12655 (ABNT, 2006) acrescenta que “*Para condições especiais de exposição, devem ser atendidos os requisitos mínimos de durabilidade expressos na tabela 3 para a máxima relação água/cimento e a mínima resistência característica*”, os quais são reproduzidos no Quadro 5.

Quadro 5 – Reprodução da Tabela 3 da NBR 12655 (ABNT, 2006) - Requisitos para o concreto, em condições especiais de exposição.

Condições de exposição	Máxima relação água/cimento, em massa, para concreto com agregado normal	Mínimo valor de fck (para concreto com agregado normal ou leve)
Condições em que é necessário um concreto de baixa permeabilidade à água	0,50	35
Exposição a processos de congelamento e descongelamento em condições de umidade ou a agentes químicos de degelo	0,45	40
Exposição a cloretos provenientes de agentes químicos de degelo, sais, água salgada, água do mar ou respingos ou borrifação desses agentes	0,40	45

Por fim, a NBR 12655 (ABNT, 2006) acrescenta teores máximos aceitáveis de cloretos para o concreto, considerando o aporte de cloretos de todos os componentes do concreto (Quadro 6).

Quadro 6 – Reprodução da Tabela 5 da NBR 12655 (ABNT, 2006) - Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto.

Tipo de estrutura	Teor máximo de íons cloreto (Cl-) no concreto (% sobre a massa de cimento)
Concreto protendido	0,05
Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
Concreto armado em condições de exposição não severas (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40
Outros tipos de construção com concreto	0,30

2 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA INSPECIONADA

2.1 Dados Gerais

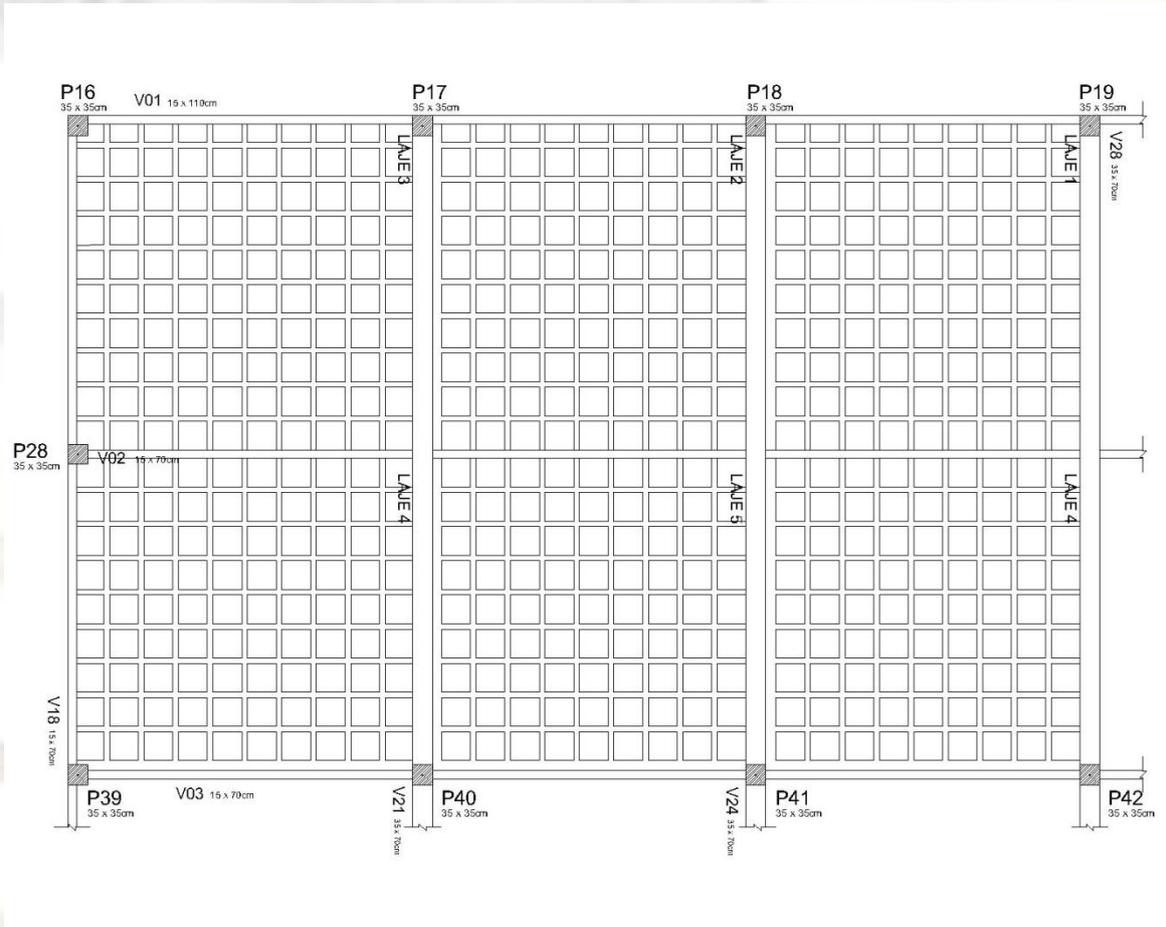
A estrutura objeto deste laudo técnico corresponde a uma estrutura em concreto armado executada na região de cobertura do auditório (6º andar) do edifício sede do Tribunal Regional Eleitoral da Paraíba (Figura 4), bem como a estrutura da laje de cobertura na região da escada, no mesmo pavimento, as quais encontram-se identificadas nas Figuras 5 e 6. A estrutura de cobertura é composta de vigas e laje nervurada em concreto armado, com esta última sendo executada com partes pré-fabricadas e partes executadas *in loco*, conforme detalha a Figura 6. O edifício em que encontra-se a estrutura supra citada localiza-se na Av. Princesa Isabel, 201, bairro Tambiá, CEP 58013-250, João Pessoa - PB.

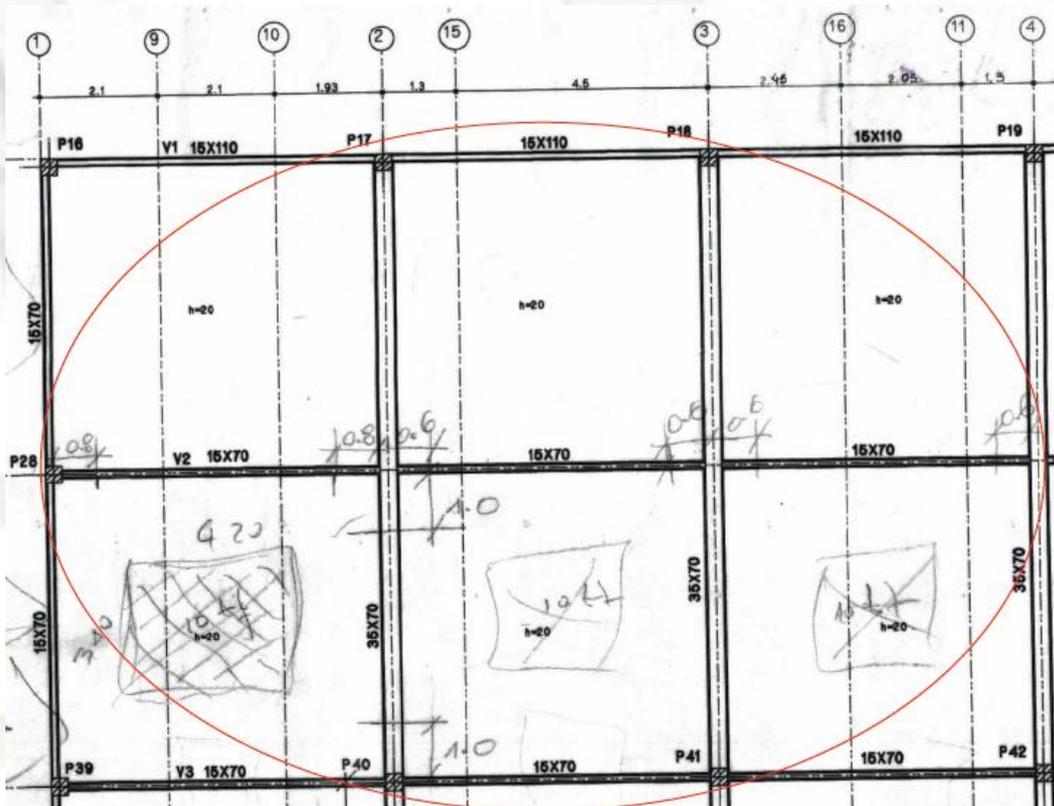
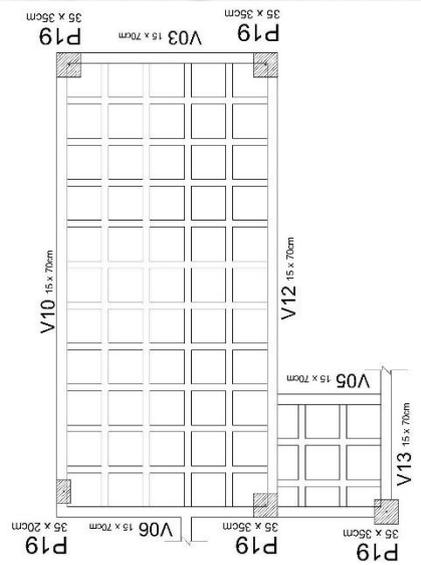


Figura 4 – Edifício do Tribunal Regional eleitoral da Paraíba.



Figura 5 – Vista da laje de cobertura do auditório.





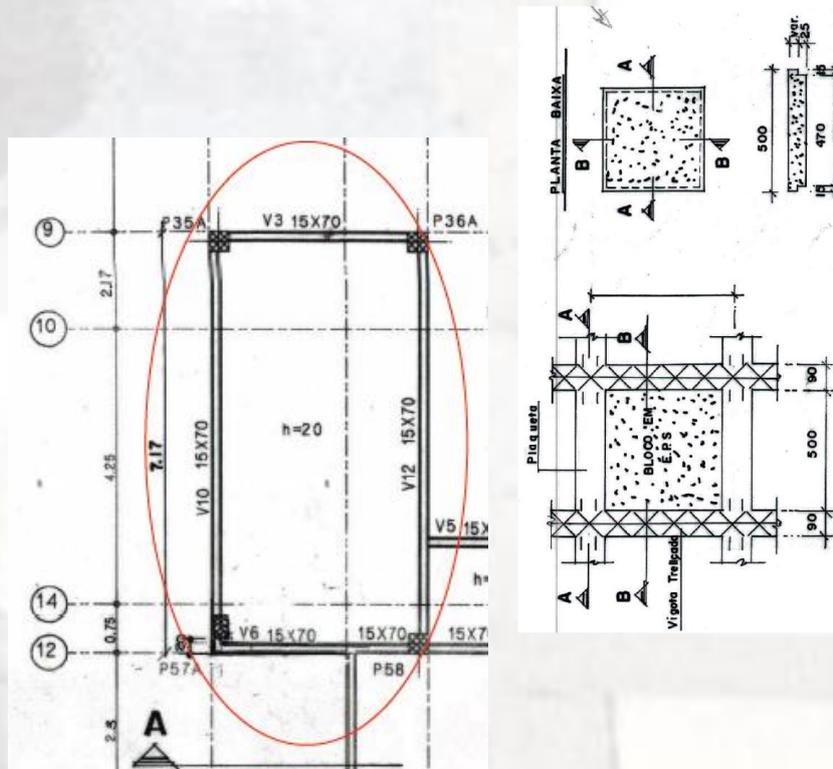


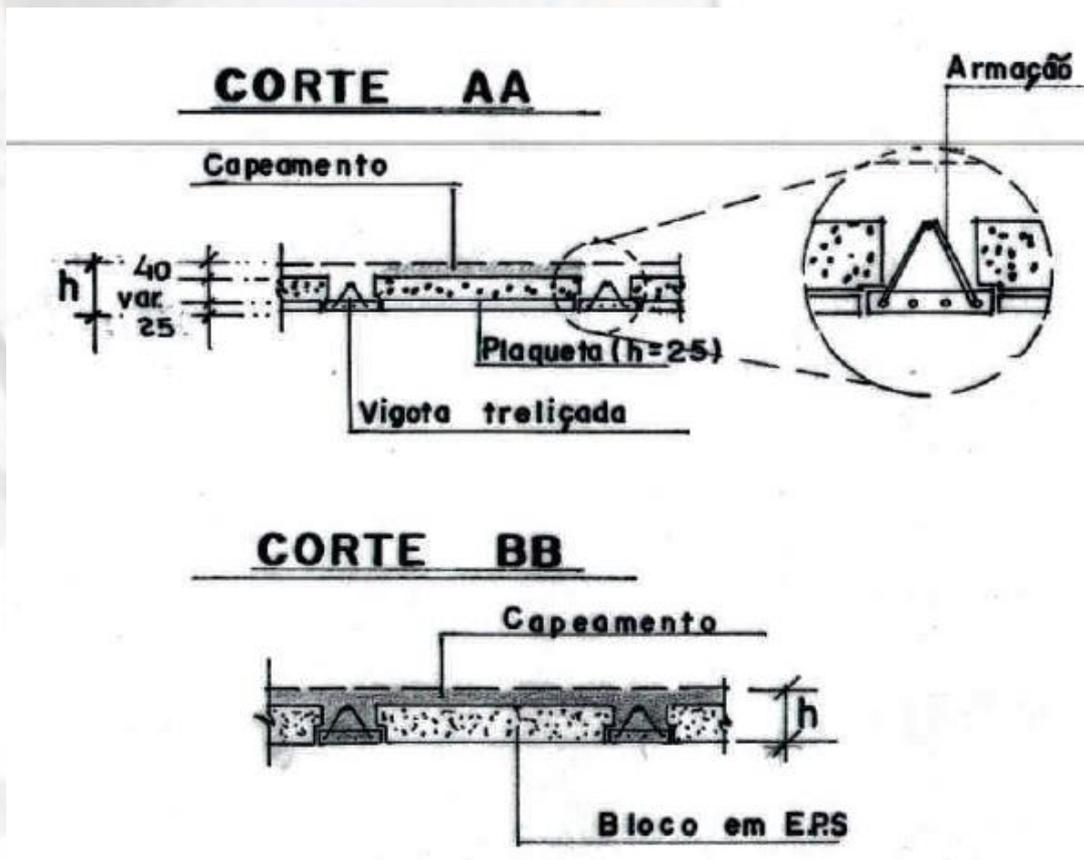
Figura 6 – Detalhes da estrutura da laje de cobertura projetada para a região do auditório e área da escada.

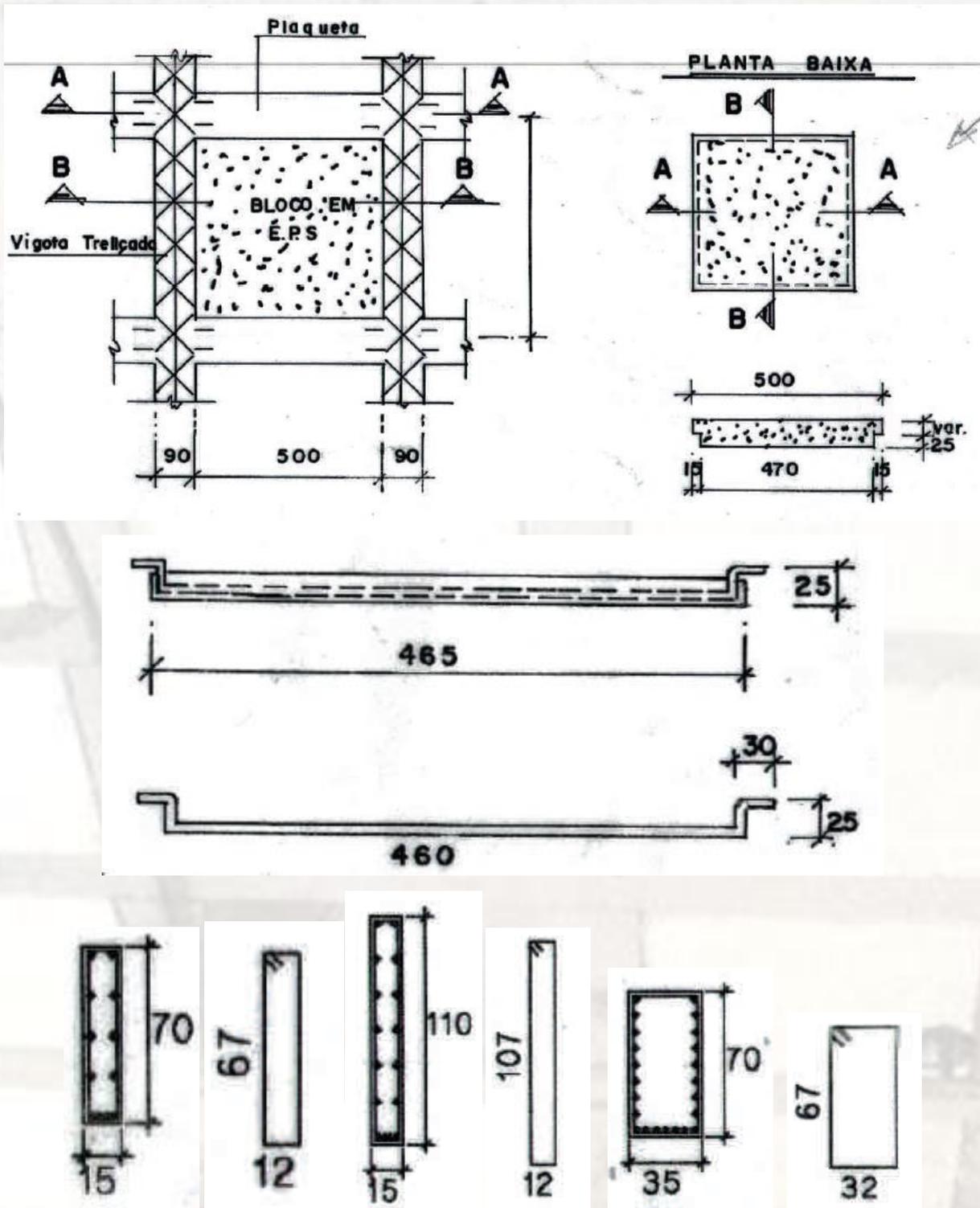
2.2 Características da estrutura recomendadas no projeto estrutural

A estrutura de concreto é uma estrutura convencional de concreto armado, composta por lajes nervuradas, vigas e pilares. O projeto estrutural indica elaboração da parte inspecionada no ano de 1999 e especifica as seguintes características para os seus componentes (Figura 7):

- Resistência característica do concreto (f_{ck}) = 30 Mpa;
- Resistência característica do aço: CA-50 = 500 Mpa;
- Cobrimento das armaduras: 1,5 cm para vigas. Para lajes não há um detalhe preciso, mas há detalhes de uma capa de concreto pré-fabricado, com 25 mm de espessura e armadura na sua parte central, o que corresponde a aproximadamente 10 mm de cobrimento para as armaduras das lajes;

- Diâmetro máximo do agregado graúdo: *não especificado*;
- Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto (E_{ci}) = *Não especificado* ;
- Relação água / cimento máxima do concreto: *não especificado*;
- Consumo mínimo de cimento por metro cúbico de concreto: *não especificado*;





Vigas V2, V18, V28 Vigas V1, V3 Vigas V21, V24
Figura 7 – Detalhes da estrutura da laje e das vigas de cobertura identificando espessuras de cobrimento.

2.3 Análise das características de projeto frente às recomendações normativas vigentes à

época

Sobre esses aspectos de projeto é importante colocar que a NBR 6118 e a NBR 12655 vigentes à época apresentavam poucas recomendações relativas à durabilidade da estrutura. Contudo, os cobrimentos praticados no projeto da laje e vigas foram inferiores ao recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 1980). Além disso, recomendações adicionais presentes na NBR 12655 não foram especificadas no projeto estrutural. O Quadro 7 faz uma análise comparativa entre as recomendações das normas vigentes à época e aquelas praticadas no projeto de estruturas.

Quadro 7 – Recomendações de durabilidade da NBR 6118 e NBR 12655, na época de elaboração do projeto de estruturas e valores adotados em projeto.

Característica	Valor recomendado por norma	Valor adotado em projeto	Observações
Classe do concreto	A ser definido pelo projetista	fck de projeto = 30 MPa	Condição atendida
Cobrimento mínimo das armaduras			Condição não atendida para vigas e lajes
Vigas (mm)	20 ¹	15	
Lajes (mm)	20 ¹	10	
Relação água/cimento (a/c)	A ser definido pelo projetista	N.E.	Condição não atendida
Consumo de cimento por metro cúbico de concreto (kg/m ³)	A ser definido pelo projetista	N.E.	Condição não atendida

¹Para estruturas em concreto aparente internas N.E. – Não especificado.

A partir do Quadro 7, observa-se que os cobrimentos mínimos para lajes e vigas deveriam ser de 20 mm. No entanto, os cobrimentos praticados no projeto foram de 10 e 15 mm para lajes e vigas, respectivamente. Sobre o caso específico de vigas, existem vigas com armaduras de 25 mm, o que ensejaria um cobrimento de mesma magnitude para essa armadura. Contudo, considerando-se um estribo de 5 mm, o cobrimento do estribo seria dos mesmos 20 mm apontados no Quadro 7.

Esse cobrimento reduzido configurou-se em uma das causas para que a frente de carbonatação atingisse a armadura mais rapidamente e criasse as condições para a sua corrosão, conforme se discute mais a frente neste laudo.

3 METODOLOGIA EMPREGADA NOS ENSAIOS E ANÁLISES REALIZADAS

3.1 Medidas ambientais

As medidas ambientais realizadas correspondem a medidas de temperatura, umidade relativa e de concentração de CO₂ na atmosfera.

As medidas de temperatura e umidade relativa foram realizadas a partir de um termohigrômetro TESTO modelo 174H (Figura 8), que também tem a função de *data-logger*, instalado na região da laje do auditório por um período de aproximadamente um mês. Essas medidas foram registradas no próprio equipamento em intervalos de 30 minutos. Além dessas medidas, foram obtidos registros climatológicos da região onde se insere a edificação inspecionada, a partir do site do INMET – Instituto Nacional de Meteorologia.

No que se refere às medidas de CO₂, as mesmas foram realizadas em pontos distintos do auditório, corredor externo e região da escada. Para tal, empregou-se um medidor de CO₂ da TESTO, modelo 535 (Figura 8), observando-se os valores médios, mínimo e máximo em cada ponto de monitoramento.



Figura 8 – Medidor de CO₂ empregado nas medidas realizadas.

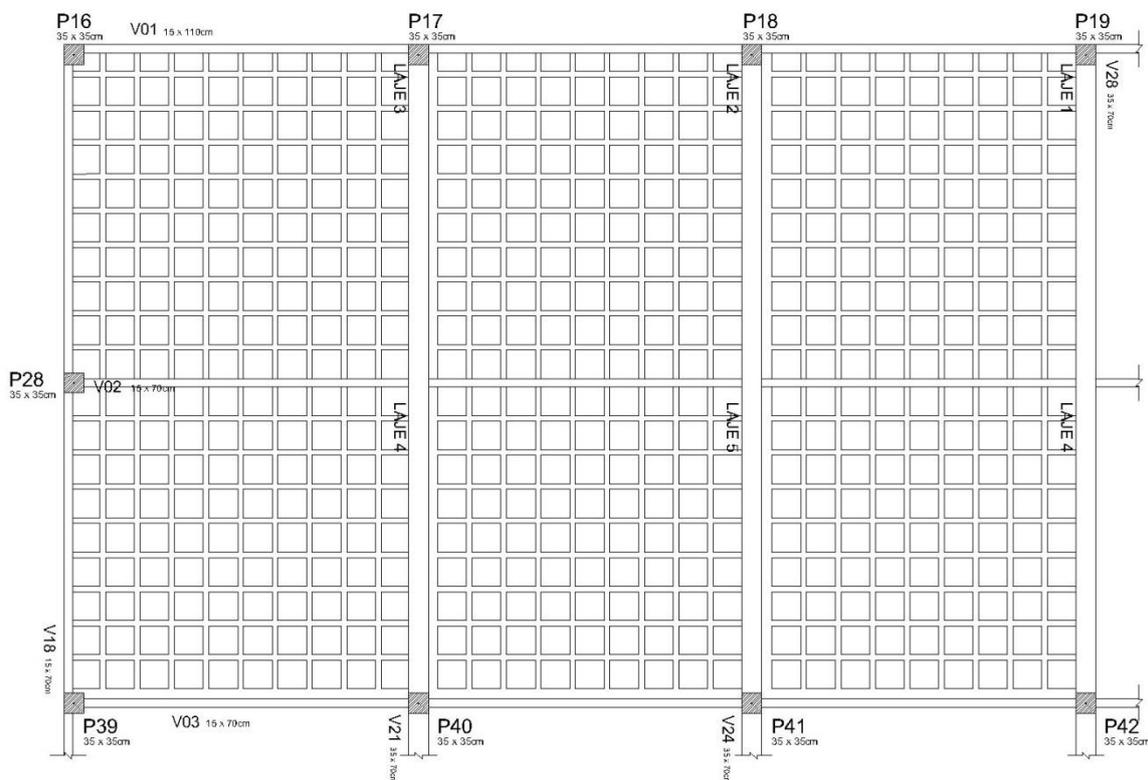
3.2 Exame visual da estrutura

A inspeção visual da estrutura foi pautada na observação de três aspectos principais:

- A observação de pontos de fissuração e desprendimentos de placas de concreto n'as lajes e vigas da cobertura do auditório e área da escada;
- A medição da abertura dessas fissuras;
- A presença de sinais externos de corrosão nesses elementos estruturais;
- A identificação de sinais de umidade de infiltração presentes na estrutura inspecionada, sejam eles objeto de eventos anteriores ou ainda presentes na estrutura.

Essas informações foram registradas e consolidadas em mapas de ocorrências, conforme se apresenta no item 4.2.

A Figura 9 apresenta a planta de forma das áreas inspecionadas, que serviram de referência não só para a inspeção visual, mas também para as demais etapas.



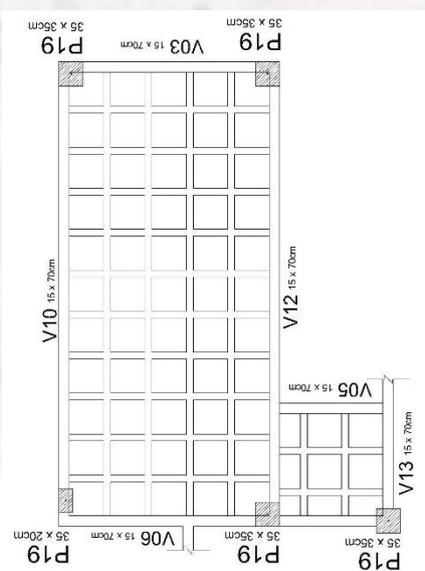


Figura 9 – Planta de forma das áreas inspecionadas.

3.3 Esclerometria e ultrassom

As medidas de esclerometria forma realizadas seguindo-se os procedimentos descritos pela norma NBR 7484 (ABNT, 2012) – Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Empregou-se, para tal, um esclerômetro de reflexão tipo N, de fabricação da ELE Instruments.

As áreas de ensaio sofreram abrasão superficial com disco de carborundum, de forma a eliminar as irregularidades superficiais. As superfícies escolhidas para realização dos ensaios de esclerometria foram todas verticais, estando conseqüentemente o esclerômetro na posição horizontal.

Cada área analisada sofreu 16 impactos com o esclerômetro, descartando-se aqueles resultados cujos valores do índice esclerométrico se afastavam em mais de 10% do valor médio obtido. A distância entre os pontos de impacto respeitou o limite mínimo de 30 mm entre eles e esteve afastada das regiões fissuradas e daquelas com segregação aparente. A Figura 10 exemplifica as condições de realização dos ensaios.

Para o ensaio de ultrassom, seguiram-se os procedimentos recomendados pela NBR 8802 - Concreto endurecido: determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica (ABNT, 2013). O posicionamento dos transdutores seguiu o arranjo de transmissão direta. Esse arranjo é o mais recomendado na determinação da velocidade de propagação de ondas através do material, pois desta forma as ondas são recebidas com maior intensidade. Os transdutores são posicionados em faces opostas

da estrutura da forma mais alinhada possível, conforme mostra a Figura 11.

Essas medidas foram realizadas em 35 pontos nas lajes do auditório e da escada e em 9 pontos nas vigas do auditório. Na área da escada, não se realizou esse tipo de medida. Contudo, como os concretos são semelhantes, isso não representa prejuízo para as análises realizadas.



Figura 10 – Ensaio de esclerometria.

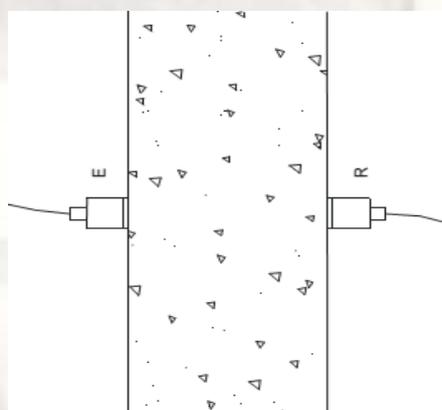


Figura 11 – Arranjo dos transdutores para o método de transmissão direta.

O equipamento empregado foi um PUNDIT fabricado pela PROCEQ, de procedência Suíça, modelo 326.10.001. A frequência de onda adotada nas medidas foi de 54 kHz. Foram realizadas, pelo menos, oito medidas em cada região analisada. A Figura 12 exemplifica a realização da medida de velocidade de propagação do pulso ultrassônico.



Figura 12 – Realização do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultrassônico.

3.4 Análise do teor de cloretos

Em seis pontos estratégicos da estrutura, foram retiradas amostras de concreto com o objetivo de avaliar a presença de cloretos no concreto. Essa avaliação teve o propósito de verificar se, de alguma maneira, houve uma contaminação prévia do concreto. Essa análise foi realizada a partir da retirada de amostras de concreto no entorno da armadura. Obtiveram-se amostras tanto nas partes pré-fabricadas das lajes como no concreto executado na obra, em vigas. Esse material foi pulverizado e analisado quimicamente para obtenção dos teores de cloretos totais. A metodologia empregada para determinação do teor de cloretos foi aquela sugerida pelo RILEM (2002a), uma vez que não dispomos de normalização nacional para tal.

3.5 Medida da frente de carbonatação

As medidas da frente de carbonatação foram realizadas em partes da estrutura de concreto a partir da fratura pontual do concreto íntegro (sem fissuras) e a posterior aspersão de solução

indicadora de pH à base de fenolftaleína, seguindo procedimento descrito pela RILEM¹ (1988), uma vez que não temos normalização nacional para tal. Esse tipo de medida foi realizado em 32 pontos das lajes do auditório e da área da escada e em 14 pontos em vigas do auditório e da área da escada. A Figura 13 exemplifica a realização deste tipo de medida, indicando a aplicação da solução indicadora de pH e a visualização das áreas carbonatada e não carbonatada.

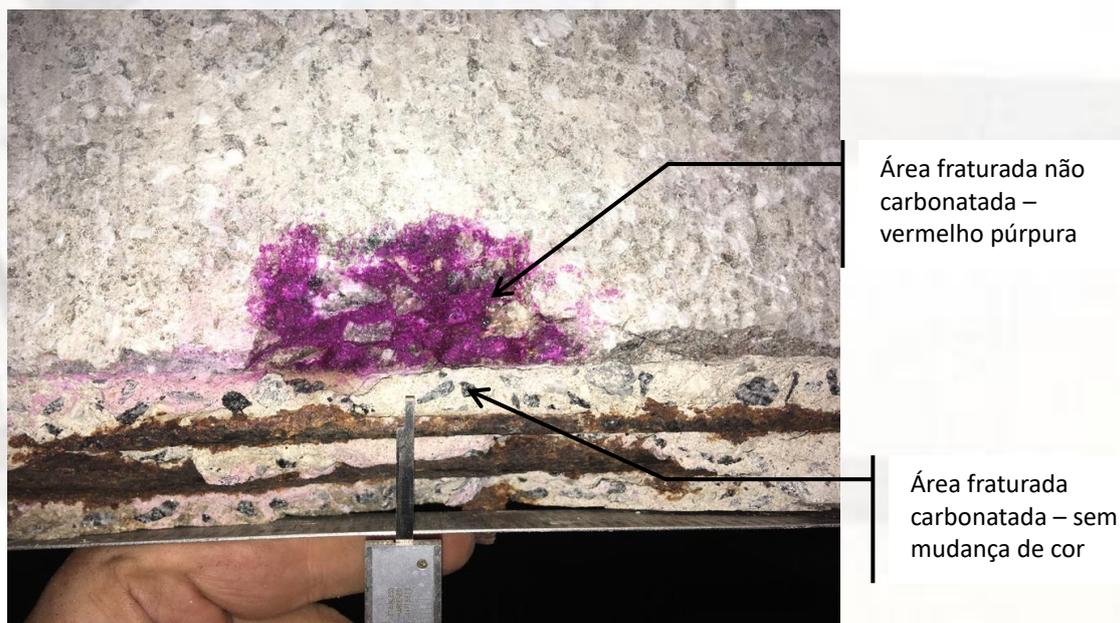


Figura 13 – Medidas da frente de carbonatação.

3.6 Medida da espessura da capa de cobrimento

As medidas da espessura da capa de cobrimento foram realizadas nas nervuras das lajes e nas vigas e seguiram o seguinte procedimento:

- Quebra da capa de concreto de cobrimento até atingir o nível da armadura;
- Medida da espessura da capa de cobrimento empregando um paquímetro calibrado e uma régua auxiliar;

Essas medidas foram realizadas em, pelo menos, três pontos em cada região de medida. A partir das mesmas, obtiveram-se dados médios da espessura da capa de cobrimento em cada região. No caso específico das vigas, essas medidas foram realizadas em relação aos estribos, bem como em

¹International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures

relação à armadura principal.

3.7 Resistividade elétrica superficial

A técnica de resistividade elétrica superficial (RES) do concreto emprega quatro eletrodos e é conhecida como técnica de Wenner ou técnica das quatro pontas (WENNER, 1915). No caso avaliado, realizaram-se medidas de RES lateralmente nas nervuras e nas vigas, seguindo-se o arranjo esquemático apresentado na Figura 14, com um espaçamento entre eletrodos de 5 cm, que é o mais usual para medidas de campo.

Essas medidas foram realizadas em 46 pontos nas lajes do auditório e em 16 pontos nas vigas do auditório e escada. O equipamento empregado foi um resistivímetro de superfície da MKS Farnell, conforme mostra a Figura 14. Em cada ponto de medida, foram realizadas pelo menos oito medidas, obtendo-se a médias dos resultados. O Quadro 8 apresenta os referencias de classificação empregados para as medidas de RES, conforme recomendação de CIGNA (2003).

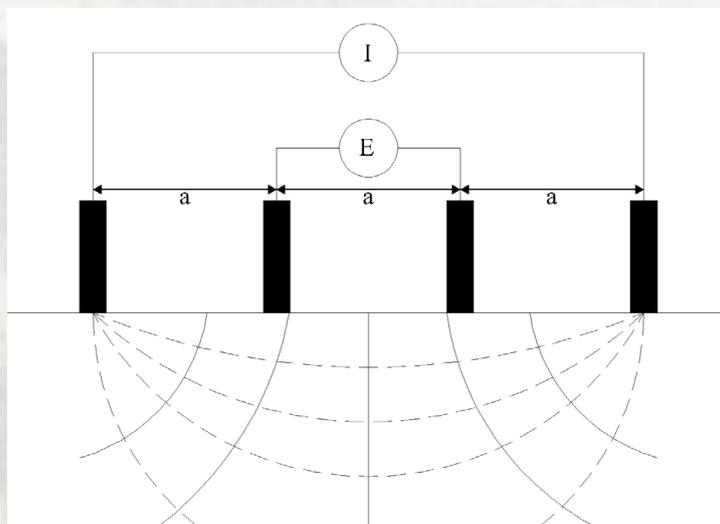




Figura 14 – Arranjo esquemático (imagem superior) e medidas de RES (imagens inferiores).

Quadro 8 – Relação entre resistividade elétrica superficial e risco de corrosão

Resistividade elétrica superficial – (KΩ.cm)	Risco de corrosão
> 100	insignificante
50 - 100	baixo
10 - 50	moderado a elevado
< 10	a resistividade não é o parâmetro controlador do processo de corrosão

Fonte: Cigna et al. (2003).

3.8 Potencial de corrosão

A técnica do potencial de corrosão se baseia na diferença de potencial entre a armadura e um eletrodo de referência. No caso específico das medidas realizadas em campo, empregou-se um eletrodo de cobre-sulfato de cobre (ESC). Esse eletrodo é posicionado na superfície do concreto, conectado ao polo negativo de um voltímetro de alta impedância, cujo polo positivo é ligado à armadura, conforme se apresenta na Figura 15. Antes de realizada as medições, a armadura era previamente limpa por escovação mecânica com escova de cerdas metálica, de modo a garantir um melhor contato elétrico.

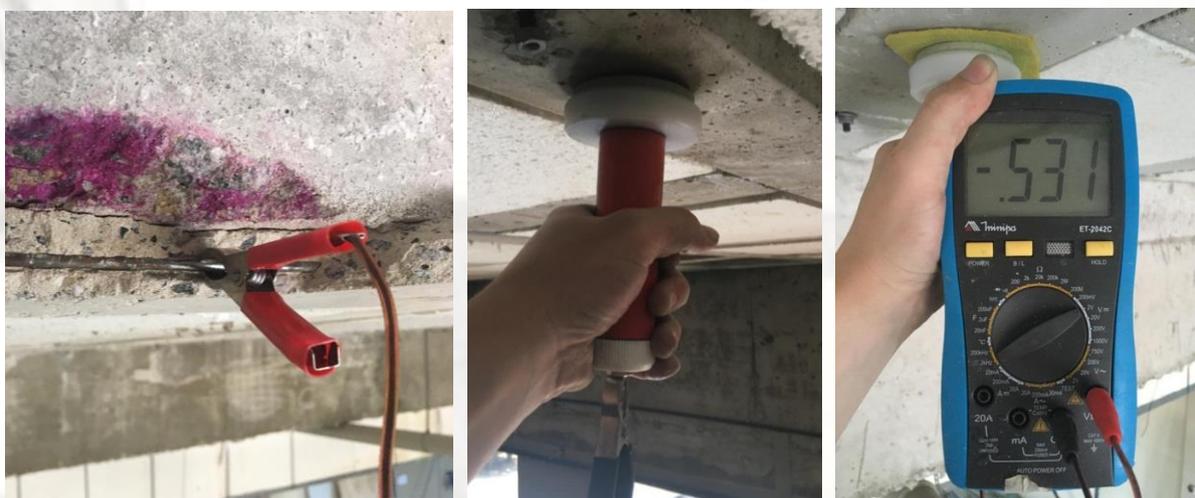
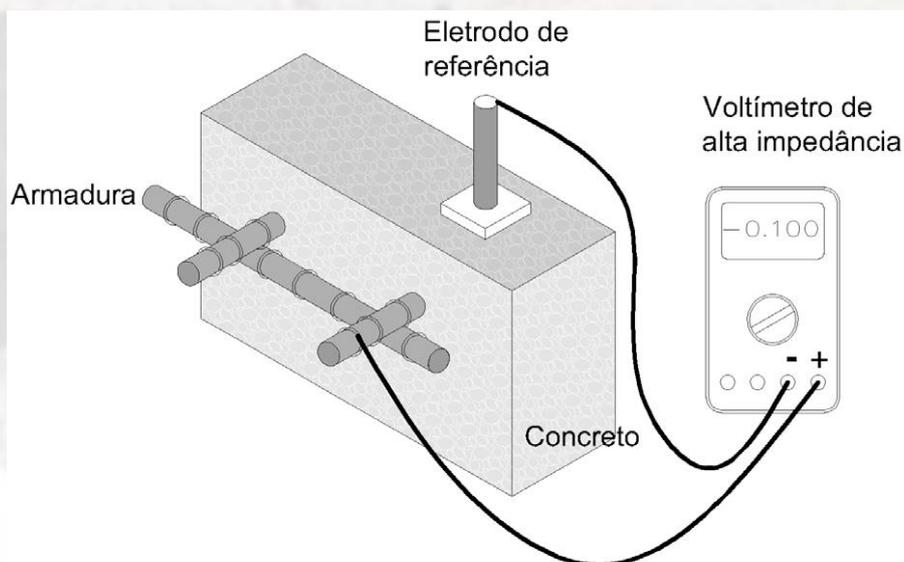


Figura 15 – Arranjo experimental (acima) e detalhe das medidas de potencial de corrosão (abaixo).

As medidas de potencial foram realizadas nas linhas de nervura das lajes do auditório e da área da escada, bem como nas vigas centrais da região do auditório. Essas medidas geraram mapas de potenciais de corrosão da laje do auditório e das vigas centrais. Em termos quantitativos, essas medidas foram realizadas em 485 pontos nas lajes do auditório e escada e em 244 pontos das vigas desses ambientes.

A classificação adotada para as medidas de potencial de corrosão foi aquela indicada pela ASTM C 876 (2015), conforme detalha o Quadro 9.

Quadro 9 – Classificação dos potenciais de corrosão de acordo com a ASTM C 876

Potencial E (mV - ESC)	Probabilidade de corrosão
$E > 200$	< 10 %
$200 \geq E \geq 350$	Incerteza em relação à corrosão
$E < 350$	> 90 %

Fonte: ASTM (2009).

3.9 Densidade de corrente de corrosão

As medidas de densidade de corrente de corrosão (velocidade de corrosão) foram realizadas a partir da técnica de resistência de polarização (R_p) ou resistência de polarização linear (RPL), a qual consiste em aplicar uma pequena polarização (em torno de 10 mV) na armadura, para mais e para menos, em relação ao potencial de corrosão de circuito aberto, e verificar a variação de corrente.

Essas medidas foram realizadas, com um potenciostato de campo do tipo GECOR-10, de fabricação da ISD (Ingeniería de Seguridad y Durabilidad S. L.). As medidas foram realizadas em pontos estratégicos da estrutura para verificar o comportamento desta variável. Cabe aqui ressaltar que medidas em nervuras das lajes foram impossíveis de serem realizadas em função da pequena largura e espessura dos elementos de concreto, que inviabilizam o confinamento do sinal elétrico. Portanto, foram realizadas medidas apenas em elementos mais robustos (vigas). A Figura 16 exemplifica a realização deste tipo de ensaio.

Na avaliação dos resultados de corrente de corrosão, as relações apresentadas no Quadro 10 indicam distintos níveis de avanço da corrosão. Esse referencial foi o empregado nas análises aqui realizadas.

Quadro 10 – Relação entre velocidade de corrosão e nível de corrosão

Velocidade de corrosão – i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Nível de corrosão
< 0,1	insignificante
0,1 - 0,5	baixo
0,5 - 1	moderado
> 1	elevado

Fonte: Cigna et al. (2003).



Figura 16 – Realização do ensaio de densidade de corrente de corrosão.

3.10 Perda se seção da armadura

As medidas de perda de seção da armadura em processo de corrosão foram realizadas em alguns pontos estratégicos da estrutura da laje do auditório, uma vez que apenas as lajes apresentavam sinais externos de corrosão e a laje do auditório foi a que apresentou maior grau de deterioração. A sequência de realização das medidas foi a seguinte:

- a) Identificação da armadura a ser avaliada;
- b) Limpeza mecânica da armadura;
- c) Medida do diâmetro em pontos onde havia corrosão presente, privilegiando-se aqueles de máxima profundidade de ataque;
- d) Comparação do diâmetro inicial com o diâmetro final;
- e) Comparação da seção inicial com a seção final.

A Figura 17 exemplifica a realização dessas medidas.



Figura 17 – Preparação e medida da perda de seção das armaduras.