

PERÍCIA EM EDIFICAÇÃO TÉRREA PARA VERIFICAÇÃO DE VIABILIDADE DE AMPLIAÇÃO COM 2º. PAVIMENTO

Trabalho de Perícia ou Inspeção Predial

LUÍS HENRIQUE POY

João Pessoa – PB
2025

REALIZAÇÃO:



IBAPE
INSTITUTO BRASILEIRO
DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS DE ENGENHARIA



IBAPE-PB
INSTITUTO BRASILEIRO
DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS DE ENGENHARIA

PATROCÍNIO:

CONFEA
Conselho Federal de Engenharia
e Agronomia



CREA-PB
Conselho Regional de Engenharia
e Agronomia da Paraíba



mútua
Caja de Assistência dos Profissionais do Crea

PERÍCIA EM EDIFICAÇÃO TÉRREA PARA VERIFICAÇÃO DE VIABILIDADE DE AMPLIAÇÃO COM 2º. PAVIMENTO

RESUMO

Trata-se de perícia destinada a caracterizar e analisar o sistema estrutural do PRÉDIO TECNOLOGIA, uma edificação térrea de aprox. 600m², com estrutura em concreto armado moldado *in loco* e idade aproximada de 35 anos, dado interesse em promover sua ampliação mediante construção de um segundo pavimento. Em face da indisponibilidade de informações técnicas (projetos, relatório de sondagem, etc.) fizeram-se necessários diversos ensaios e procedimentos de campo para caracterização do sistema de fundações e do sistema estrutural (armaduras principais, dimensional e resistência do concreto), além de identificação de algumas anomalias presentes. Após realização de retro análise estrutural restou constatado que as vigas do sistema de cobertura não estariam aptas a absorver qualquer carregamento adicional, sendo sugeridos procedimentos de reforço estrutural.

Palavras-chave: *Estrutura; Perícia; Reforço; Laudo; Retro análise.*

REALIZAÇÃO:



PATROCÍNIO:



I - DESENVOLVIMENTO

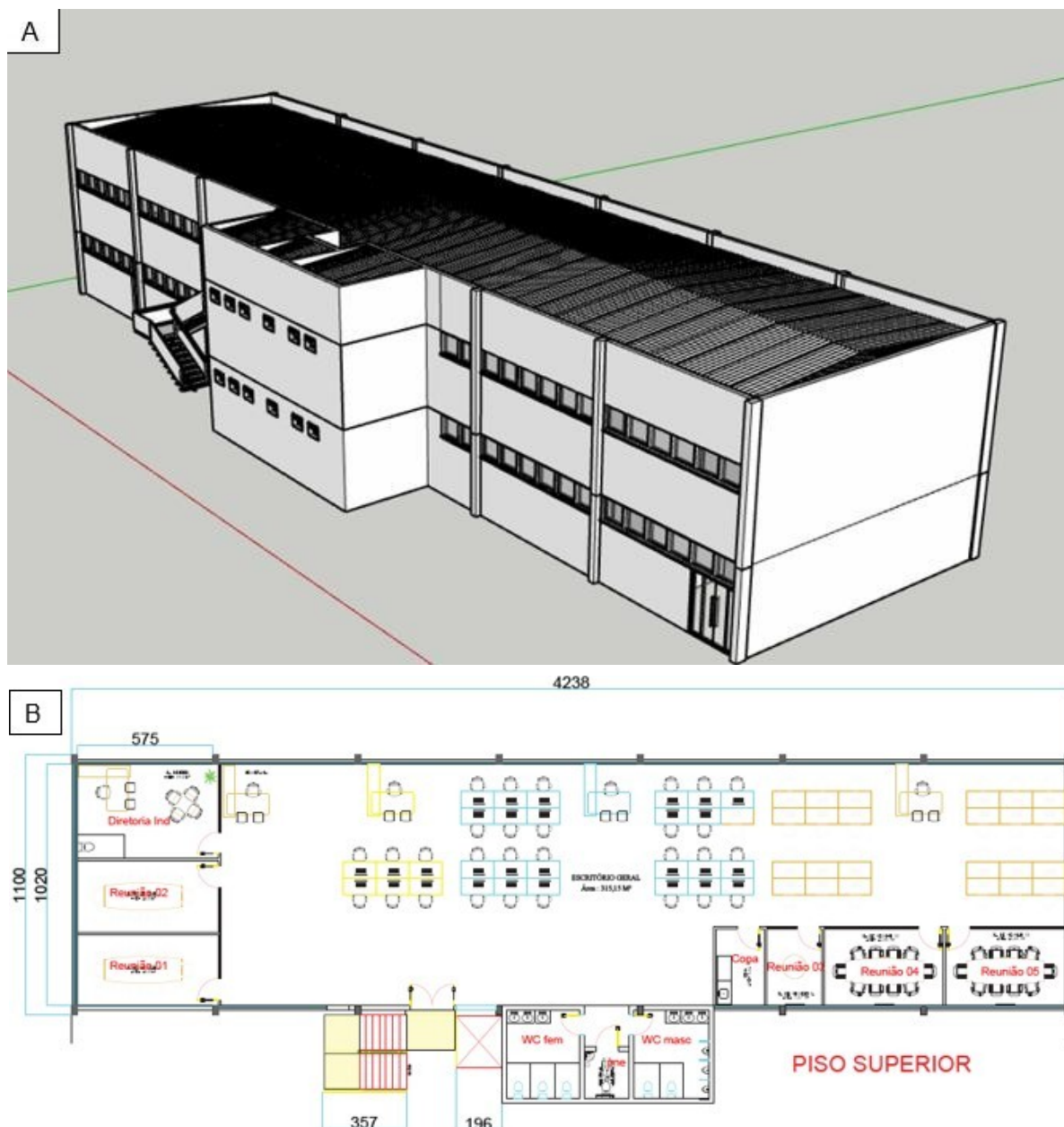
1- CARACTERIZAÇÃO

As imagens, a seguir, ilustram o PRÉDIO TECNOLOGIA e a ampliação pretendida.

Figura 1 – PRÉDIO TECNOLOGIA. Configuração atual (A e B)



Figura 2 – PRÉDIO TECNOLOGIA. Após ampliação (A e B)



2- NORMATIVA TÉCNICA DE REFERÊNCIA

A realização do presente trabalho obedeceu às disposições contidas nos seguintes instrumentos concernentes à normativa técnica aplicável:

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1980;
- _____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023;

- c) _____ **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019;
- d) _____ **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022;
- e) _____ **NBR 7584**: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2013;
- f) _____ **NBR 13752**: Perícias de engenharia na construção civil. Rio de Janeiro, 2024.

3- BREVE REFERENCIAL TEÓRICO

No intuito de fornecer subsídio ao melhor entendimento das análises realizadas no presente trabalho, tem-se por adequado ratificar alguns conceitos úteis e metodológicos relacionados.

3.1- PARÂMETROS DAS NORMATIVAS TÉCNICAS ABNT, A SEREM CONSIDERADOS

De pronto, importante registrar que o PRÉDIO TECNOLOGIA fora projetado e executado na vigência da normativa técnica ABNT NBR 6118/1980, a qual estabelecia algumas poucas recomendações relativas à durabilidade das estruturas, como a seguir se reproduz (com marcadores nossos):

6.3.3 Proteção

6.3.3.1 Cobrimento

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

c) para concreto em contato com o solo 3,0 cm

Já a versão seguinte desta normativa técnica (ABNT NBR 6118/ 2003) trouxe importante inovação com grande ênfase nas prescrições e recomendações relacionadas à maior durabilidade das estruturas de concreto - o que se mantém até hoje, na versão mais recentemente atualizada e ora em vigor (ABNT NBR 6118/ 2023) -, como a seguir se reproduz (com marcadores nossos):

5.1 Requisitos de qualidade da estrutura

5.1.1 Condições gerais

As estruturas de concreto devem atender aos requisitos mínimos de qualidade classificados em 5.1.2, durante sua construção e serviço, e aos requisitos adicionais estabelecidos em conjunto entre o autor do projeto estrutural e o contratante.

5.1.2 Classificação dos requisitos de qualidade da estrutura

Os requisitos de qualidade de uma estrutura de concreto são classificados, para os efeitos desta Norma, em três grupos distintos, relacionados em 5.1.2.1 a 5.1.2.3.

5.1.2.1 Capacidade resistente

Consiste basicamente na segurança à ruptura.

5.1.2.2 Desempenho em serviço

Consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante sua vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada.



5.1.2.3 Durabilidade

Consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

6 Diretrizes para durabilidade das estruturas de concreto

6.1 Exigências de durabilidade

As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

6.2 Vida útil de projeto

6.2.1 Por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, conforme 7.8 e 25.3, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

6.2.2 O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo, como, por exemplo, aparelhos de apoio e juntas de movimentação.

6.2.3 A durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e atitudes coordenadas de todos os envolvidos nos processos de projeto, construção e utilização, devendo, como mínimo, ser seguido o que estabelece a ABNT NBR 12655, sendo também obedecidas as disposições de 25.3 com relação às condições de uso, inspeção e manutenção.

6.3 Mecanismos de envelhecimento e deterioração

6.3.1 Generalidades

Dentro desse enfoque devem ser considerados, ao menos, os mecanismos de envelhecimento e deterioração da estrutura de concreto, relacionados em 6.3.2 a 6.3.4.

6.3.3 Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura

6.3.3.1 Despassivação por carbonatação



É a despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço da armadura. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável um concreto de baixa porosidade.

6.3.3.2 Despassivação por ação de cloretos

Consiste na ruptura local da camada de passivação, causada por elevado teor de íon-cloro. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável o uso de um concreto de pequena porosidade. O uso de cimento composto com adição de escória ou material pozolânico é também recomendável nestes casos.

6.3.4 Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita

São todos aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação, bem como as diversas ações que atuam sobre a estrutura. Sua prevenção requer medidas específicas, que devem ser observadas em projeto, de acordo com esta Norma ou Normas Brasileiras específicas. Alguns exemplos de medidas preventivas são dados a seguir:

- barreiras protetoras em pilares (de viadutos pontes e outros) sujeitos a choques mecânicos;
- período de cura após a concretagem (para estruturas correntes, ver ABNT NBR 14931);
- juntas de dilatação em estruturas sujeitas a variações volumétricas;
- isolamentos isotérmicos, em casos específicos, para prevenir patologias devidas a variações térmicas.

6.4 Agressividade do ambiente

6.4.1 A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

6.4.2 Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 6.1 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe 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).

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

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

7.4 Qualidade do concreto de cobrimento



7.4.1 Atendidas as demais condições estabelecidas nesta seção, a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura.

7.4.2 Ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e classe de agressividade prevista 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 e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se que sejam adotados os requisitos mínimos expressos na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	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

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

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

7.4.7 Para o cobrimento deve ser observado o prescrito em 7.4.7.1 a 7.4.7.7.

7.4.7.1 Para atender aos requisitos estabelecidos nesta Norma, o cobrimento mínimo da armadura é o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado. Isto constitui um critério de aceitação.

7.4.7.2 Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para $\Delta c = 10$ mm.

7.4.7.3 Nas obras correntes, o valor de Δc deve ser maior ou igual a 10 mm.

Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para 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, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido, os cobrimentos definidos na Tabela 7.2 podem ser reduzidos em até 5 mm.

7.4.7.7 No caso de elementos estruturais pré-fabricados, os valores relativos ao cobrimento das armaduras (Tabela 7.2) devem seguir o disposto na ABNT NBR 9062.

8.2 Concreto

8.2.1 Classes

Esta Norma se aplica aos concretos compreendidos nas classes de resistência dos grupos I e II, da ABNT NBR 8953, até a classe C90.

A classe C20, ou superior, se aplica ao concreto com armadura passiva e a classe C25, ou superior, ao concreto com armadura ativa. A classe C15 pode ser usada apenas em obras provisórias ou concreto sem fins estruturais, conforme a ABNT NBR 8953.

A partir dos preceitos normativos apresentados e quando comparados os critérios e requisitos relacionados à durabilidade e à proteção das estruturas de concreto armado, resta evidenciado o pouco rigor e a fragilidade daqueles vigentes à época do projeto/ implantação do PRÉDIO TECNOLOGIA frente aos atualmente em vigor, como consta do quadro 1, a seguir:

Quadro 1 – Comparativo entre versões da ABNT NBR 6118

ÍTEM	NBR VIGENTE	ELEMENTO ESTRUTURAL	CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL	Cobrimento recomendado (mm)	fck mínimo (Mpa)
A	1980		Concreto aparente, no interior de edifício	20	Não há
		Viga	Concreto em contato com o solo	30	
		Pilar	Concreto revestido, no interior de edifício	5	
		Laje			
B	2023	Viga	Forte (III)	40	> 30
		Pilar	Forte (III)	45	
		Laje	Forte (III)	35	

3.2- PRINCIPAIS MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO ESTRUTURAL DO CONCRETO ARMADO

Vários são os mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado e dentre estes, destaque especial merece a CARBONATAÇÃO, que será objeto de análise mais detalhada, no presente trabalho.

O quadro 2, a seguir apresentado, descreve os principais mecanismos de deterioração do concreto armado.

Quadro 2 – Principais mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado

Agressividade do ambiente		Consequências sobre a estrutura	
Natureza do processo	Condições particulares	Alterações iniciais na superfície do concreto	Efeitos a longo prazo
Carbonatação	UR 60% a 85%	Imperceptível	Redução do pH, corrosão de armaduras, fissuração superficial
Lixiviação	Atmosfera ácida, águas puras	Eflorescências, manchas brancas	Redução do pH, corrosão de armaduras, desagregação superficial
Retração	Umedecimento e secagem, ausência de cura, UR baixa (<50%)	Fissuras	Fissuração, corrosão de armaduras
Fuligem	Partículas ácidas em suspensão na atmosfera urbana e industrial	Manchas escuras por deposição sobre a estrutura	Redução do pH, corrosão de armaduras
Fungos e mofo	Colônias ácidas em temperaturas (>20°C e <50°C) com UR >75%	Manchas escuras e esverdeadas	Redução do pH, desagregação superficial, corrosão de armaduras
Concentração salina, Cl-	Atmosfera marinha e industrial	Imperceptível	Despassivação e corrosão de armaduras
Sulfatos	Esgoto e águas servidas	Fissuras	Expansão-fissuras, desagregação do concreto, corrosão de armaduras
Alcali-agregado	Composição do concreto, agregados reativos, umidade, UR>95%	Fissuras, gel ao redor do agregado grávido	Expansão-fissuras, desagregação do concreto, corrosão de armaduras

Fonte: adaptado de TOMAZELLI e HELENE (2017)¹

¹ TOMAZELLI, Alexandre e HELENE, Paulo. **Diretrizes para inspeção, análise e aceitação de concreto em estruturas de edifícios habitacionais com obras paralisadas**. CONPAR 2017 – Conferência Nacional de Patologia e Recuperação de Estruturas. Recife-PE, 2017;

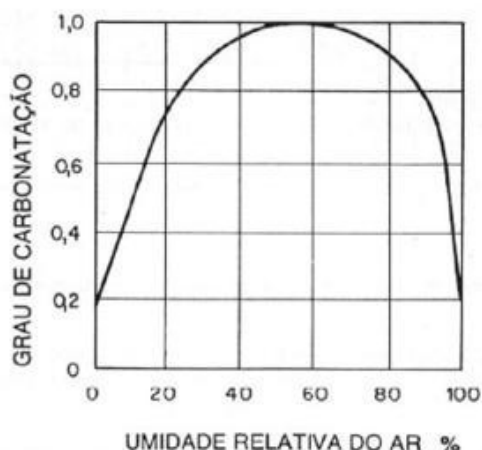
A CARBONATAÇÃO é um fenômeno natural que se dá ao longo do tempo, através da penetração do dióxido de Carbono presente no ar (CO_2), a partir da superfície e para o interior do elemento estrutural (pilare, viga ou laje). O avanço do CO_2 (tecnicamente denominado FRENTE DE CARBONATAÇÃO) promove a redução do pH do concreto e reduz/ elimina a camada passivadora que protege o aço, gerando condições propícias à instalação de processo de corrosão das armaduras. É sabido que o alcance e a velocidade da CARBONATAÇÃO dependem fundamentalmente de alguns fatores, sendo particularmente importantes:

.a) **A concentração de CO_2 , presente no ar:** que pode variar de 0,03 a 0,05% (atmosferas rurais) podendo a atingir valores entre 1,2% (loais de tráfego pesado) a 1,8% (ambientes viciados, tais como silos e outros) (CÁNOVAS, 1983)²;

.b) **A porosidade do concreto**, que depende fundamentalmente da baixa relação água/ cimento (a/c, que se reflete diretamente no fck) e da sua boa execução (compacidade e cura);

.c) **A umidade relativa do ar**, sendo que existe uma faixa onde o fenômeno se intensifica, como expressa o gráfico 1, a seguir apresentado:

Gráfico 1 – Grau de carbonatação em relação à umidade relativa do ar



Fonte: CANOVAS (1983)²

Vários pesquisadores ao redor do mundo estudaram o fenômeno da CARBONATAÇÃO, tendo sido elaborados diversos modelos de previsão que permitem estimar o seu alcance, ao longo do tempo e a depender dos fatores anteriormente elencados. Dentre estes vários modelos, tem-se o desenvolvido por Helene (1997) *apud* Carmona (2005)³, que a seguir se apresenta:

2 Fernandez Cánovas, Manuel. **Patologia e terapia do concreto armado**. Coordenação técnica L.A.Falcão Bauer. Tradução de M. Celeste Marcondes, Carlos Wagner F. dos Santos, Beatriz Cannabrava. São Paulo; Pini, 1998;

3 Carmona, Thomas Garcia. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação**. Dissertação. USP, 2005.

$$e = k_{CO_2} \sqrt{t}$$

ONDE: e = espessura carbonatada (mm)

k_{CO_2} = Coeficiente de carbonatação

(mm/ano^{1/2}) t = tempo transcorrido (em anos)

SENDO QUE:

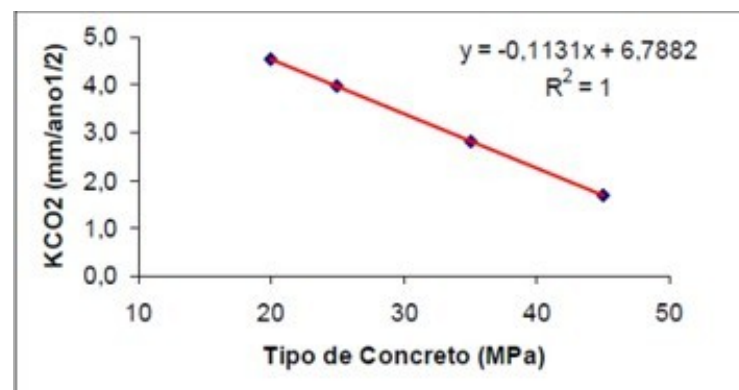
$$k_{CO_2} = (6,7882 - 0,1131 \cdot f_{ck}) \cdot \frac{\sqrt{C_s}}{\sqrt{0,1}}$$

f_{ck} = resistência característica do concreto

C_s = Concentração ambiente de CO₂ (% em volume)

(*) *NOTA: Para cimento AF e POZ, multiplicar o k_{CO_2} por 1,2 e 1,1 (respectivamente).*

O gráfico 2, a seguir, representa a relação entre o f_{ck} e o k_{CO_2} .



Fonte: Helene(1997) apud Carmona (2005)³

Em campo, o uso de uma solução de Fenolftaleína (a 1%) permite identificar visualmente as regiões onde o concreto sofreu redução de pH e, assim, determinar o avanço da chamada FRENTE DE CARBONATAÇÃO. A figura 3, a seguir, indica os valores de pH do concreto, segundo a coloração observada.

Figura 3 – Comportamento típico do indicador FENOLFTALEÍNA

Fenolftaleína (indicador de pH)		
pH abaixo de 8	pH entre 8,0 e 10,0	pH entre 10,0 e 12,0
Ácido	Neutro	Base
incolor	rosa	carmin ou roxo

Fonte: WIKEPEDIA (2025)

3.3- INSPEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO

As figuras a seguir ilustram os aspectos mais relevantes da inspeção realizada.

Figura 4 – Vista lateral do prédio e demarcação dos pilares a serem analisados



Figura 5 – Pacometria para identificar posição das armaduras e teste de pH do concreto



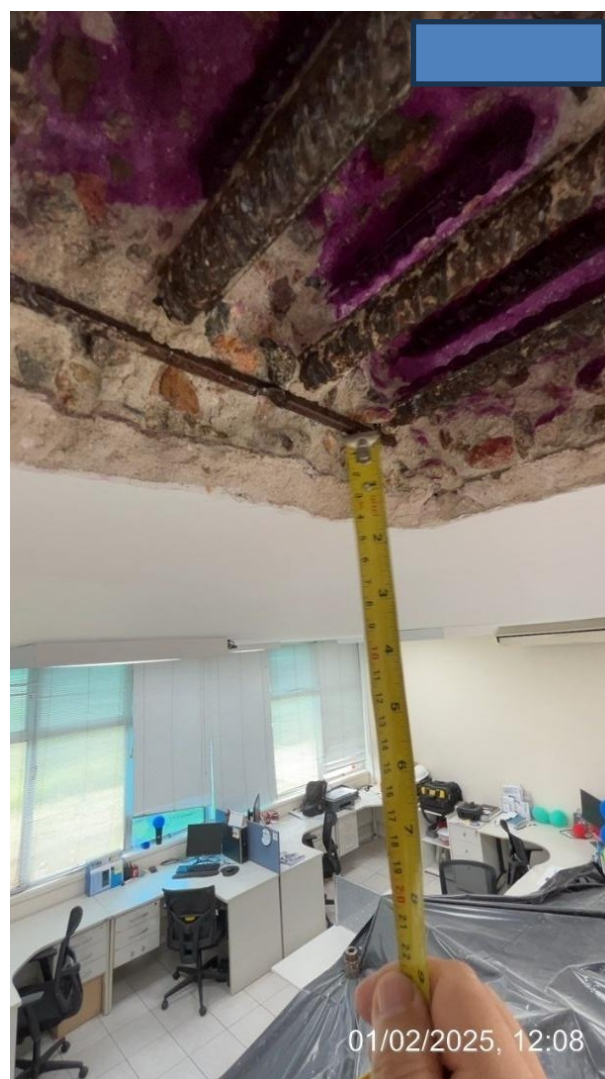
Figura 6 – Realização de Ensaio esclerométrico em pilar



Figura 7 – Inspeção de fundações



Figura 8 – Caracterização de armaduras principais nas vigas do sistema de cobertura



3.4 - RETRO ANÁLISE ESTRUTURAL

As cargas atuantes foram estimadas conforme estabelecido na norma técnica *ABNT NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações*. Para tanto e inicialmente se analisou a premissa mais favorável, de que **a ampliação pretendida fará uso de sistema de construção alternativo e mais leve**, de modo a minimizar os esforços adicionais gerados, cujas cargas estão apresentadas, na sequência.

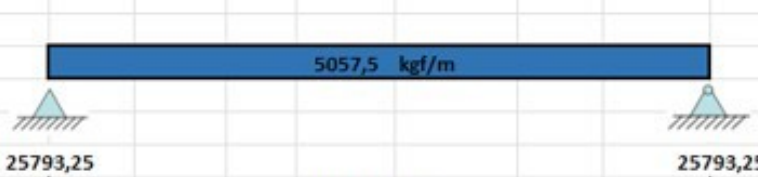
- .a) Nova laje (piso do pavimento superior):
 - Uso de painel *Wall*⁴(40mm), assente sobre perfis metálicos: 70 kg/m²;
 - Revestimento de acabamento: 50 kg/m²;
 - Carga accidental: 250 kg/m²;
- .b) Paredes divisórias em *Drywall*: 50 kg/m²;
- .c) Novo sistema de cobertura (teto do pavimento superior):
 - Estrutura metálica + telhas metálicas: 100 kg/m²;
 - Forro mineral: 25 kg/m²
- .d) Peso próprio da laje (hoje existente): 350kg/m²

Considerando as novas cargas atuantes tornou-se possível estabelecer os esforços impostos aos elementos estruturais existentes, verificando se sua capacidade portante atual atende à ampliação pretendida.

A seguir se apresentam os resultados das verificações realizadas, para cada elemento estrutural de interesse.

4 Vide <https://www.eternit.com.br/produto/painel-wall-40mm> .

Planilha 1 – Verificação das vigas do sistema de cobertura (pós ampliação)

Seção da viga		PLANILHA DE CALCULO DE VIGAS COM CARGA DISTRIBUIDA		Área de Aço (cm²)	
h (cm)	70	OBS: PREENCHER SOMENTE CELULAS EM AZUL		38,407 NÃO ATENDE!	
b(cm)	25			ARMADURA LONGITUDINAL	
Comprimento (m)	10,2			BITOLA (mm) QTD	
Cobrimento (cm)	1,5			16 20 NÃO ATENDE!	
Fck (Mpa)	18				
P.P (kgf/m)	437,5				
q (kgf/m)	4620			ESTRIBOS	
Carga total (kg/m)	5057,5			BITOLA (mm) QTD/m ESPAÇ. (cm)	
Ra (kg)	25793,25			6,3 31 3 NÃO ATENDE!	
Rb (kg)	25793,25				
				Vol. concr. (m3)	
				Peso (kg)	
				Comp. Total	
				Comp. Total	

A partir das seções estruturais e da resistência do concreto estimada (f_{ck}), tornou-se possível verificar a **capacidade portante máxima dos pilares**, a partir de MODELO DE CÁLCULO, como se apresenta na planilha 02, a seguir:

PLANILHA 02 – PRÉDIO TECNOLOGIA. PILARES. CAPACIDADE PORTANTE MÁXIMA

Projetar						
Simulações						
Variável	Forma Linear	Valor da Variável	Mínimo da Amostra	Máximo da Amostra	Média da Amostra	
PÉ-DIREITO (m)	1/x	3,52	3,00	7,50	5,08	
SEÇÃO DE CONCRETO (cm ²)	ln(x)	1.000	400	5.500	2.552	
SEÇÃO DE AÇO (cm ²)	ln(x)	12,30	3,16	44,22	22,03	
CARGA (t)	ln(y)	70,35	24	386	176	

Do MODELO DE CÁLCULO vem que os pilares possuem capacidade portante máxima de 70,35 t.

Para as novas cargas atuantes, vem que aos pilares serão demandados em aprox. 32,6 t, considerando:

- Cargas de alvenaria externa + vigas baldrame (já existentes): ~ 3t
 - Reação das vigas (após ampliação): 25,8 t
 - Cargas do novo sistema de cobertura + forro: 3,8 t
- $125 \text{ kg/m}^2 \times (\text{área de influência} = 5,1 \times 6,0) \text{ m}^2 = 3.825 \text{ kg (ou 3,8 t)}$

Logo, conclui-se que os pilares possuem capacidade portante de 70,35 t e serão mobilizados em somente 32,6 t, estando aptos a atender a ampliação pretendida.

O SISTEMA DE FUNDAÇÃO é composto por blocos de concreto assentes sobre duas estacas de $(18 \times 18) \text{ cm}^2$. Tendo em vista que não se teve acesso a Relatório de Sondagem e/ ou a Boletim de Cravação destas estacas, para fins de estimativa de sua capacidade de carga máxima será utilizada referência da norma técnica *ABNT NBR 6122 – Projeto e execução de fundações*, o que se mostra conservador e a favor da segurança, posto que a capacidade real costuma ser sensivelmente superior.

Da normativa técnica citada se reproduz o quadro 3, a seguir (com marcadores nossos):

Quadro 3 – Quantidade de provas de carga

Tipo de estaca	A Tensão de trabalho abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa ^{a = d}	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga ^{a = d}
Pré-moldada *	7,0	100
Madeira	—	100
Aço	$0,5 f_{yk}$	100
Hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\phi \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz *	$\phi \leq 310$ mm = 15,0	75
	$\phi \geq 400$ mm = 13,0	
Microestaca *	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\phi < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

^a Para o cálculo da tensão de trabalho consideram-se estacas vazadas como maciças, desde que a seção vazada não exceda 40 % da seção total.

^b Os requisitos acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas):

- áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado;
- onde não houver particularidades geológico-geotécnicas;
- quando não houver variação do processo executivo padrão;
- quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.

^c Quando as condições desta Tabela não ocorrerem, devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1 % das estacas, observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme ABNT NBR 12131), qualquer que seja o número de estacas.

^d As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos duas vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura. Caso exista prova de carga prévia, as provas de carga de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

* Diâmetros de perfuração conforme Anexo K.

Fonte: adaptado de NBR 6122 (tabela 6)

Logo, em se considerando que cada estaca será demandada em $(32,6 \text{ t} / 2 = 16,3 \text{ t})$ e que a normativa considera como carga admissível $(70 \times 18 \times 18 = 22,68 \text{ t})$, as estacas estarão aptas à ampliação pretendida.

II - CONSIDERAÇÕES FINAIS

1- CONCLUSÕES

Após realizadas todas as análises, resta a concluir que:

a) O sistema estrutural do PRÉDIO TECNOLOGIA foi construído há cerca de 35 anos, em concreto armado moldado *in loco* ($f_{ck} = 18\text{MPa}$), sendo composto por **laje de cobertura** ($h=12\text{cm} + \text{reboco pintado na face inferior}$), **vigas principais** (em concreto aparente, com $25 \times h=70\text{cm}$, bi apoiadas com vão de $10,2\text{m}$), **pilares** (em concreto aparente pintado, com $25 \times 40\text{cm}$, pé direito de $3,52\text{m}$) e **sistema de fundação** (blocos de concreto, assentes sobre duas estacas pré-moldadas $18 \times 18\text{cm}$);

.b) Os elementos estruturais demonstram terem sido construídos em atendimento à boa técnica, não tendo sido percebidas manifestações patológicas mais relevantes e graves (p.ex., fissuras, deformações excessivas, etc.). Contudo, há que se registrar que a normativa vigente à época (NBR 6118/ 1980) não contemplava critérios adequados para assegurar a durabilidade e proteção das estruturas. Por esta razão e dado transcurso de cerca de 35 anos, se pode observar o avanço da FRENTE DE CARBONATAÇÃO que já atinge as ferragens, propiciando a evolução de processos de corrosão;

.c) Considerando as características atuais do sistema estrutural e partindo-se, inicialmente, de **premissa mais favorável** – de que **na ampliação pretendida será utilizado método construtivo alternativo e mais leve, de modo a minimizar o acréscimo de cargas** – foram realizadas análises dos elementos estruturais de interesse, onde se observou que:

- **Vigas:** estão **INAPTAS** às novas cargas atuantes;
- **Pilares:** estão **APTOS** às novas cargas atuantes, com boa folga, inclusive;
- **Sistema de fundação:** está **APTO** às novas cargas atuantes.

.d) Diante do ocorrido, resta a concluir que a ampliação pretendida, mesmo para premissa mais favorável, demandará **análise estrutural mais aprofundada**, com realização de ensaios de caracterização em laboratório e elaboração de PROJETO DE REFORÇO ESTRUTURAL, como sugerido em RECOMENDAÇÕES, a seguir.

2- RECOMENDAÇÕES

Visando assegurar a segurança estrutural, o bom desempenho e performance exigidos às obras de ampliação do PRÉDIO TECNOLOGIA, nos moldes desejados - com construção de pavimento superior ao hoje existente -, recomenda-se:

.a) Realizar **análise estrutural completa**, contemplando ensaios de caracterização em laboratório (extração/ ruptura de testemunhos de concreto), caracterização minuciosa de todas as armaduras de interesse e modelagem/ retro análise da estrutura;

.b) Após e em posse de informações mais precisas, elaborar PROJETO DE REFORÇO ESTRUTURAL, analisando as alternativas de intervenção possíveis e detalhando aquela mais adequada ao caso (p.ex., inserção de pilar metálico nos centros de vão das vigas + reforço de armaduras negativas ou implantação de protensão externa nas vigas, dentre outras possibilidades);

.c) Independentemente da solução adotada, em relação ao avanço da FRENTE DE CARBONATAÇÃO tem-se como recomendável a adoção de

processo de re alcalinização do concreto, mediante utilização de produtos químicos específicos para esta finalidade, de modo a elevar o pH a níveis satisfatórios e mitigar os processos de corrosão já em evolução;

.d) Finalizando e alternativamente, convém sugerir que se estude também outras possibilidades para ampliação que não imponham cargas adicionais às vigas, transmitindo as novas cargas geradas diretamente aos pilares e sistema de fundação (p.ex., em se construindo a laje de piso do pavimento superior apoiada sobre uma nova estrutura metálica conectada diretamente aos pilares existentes, o que poderia se relevar uma alternativa viável).

III - ANEXOS

ESCLEROMETRIA DOS PILARES 04, 06, 08, 10, 12, 14 E 18

PRÉDIO TECNOLOGIA ESCLEROMETRIA DOS PILARES				
CALIBRAÇÃO		Ind. Escl. Médio		
76	75	75	72	78
75	76			ok!
75	75			
76	75			
75	75	k=	1,2749	
P04	49	40	40	45
	44	42	41	40
	45	45	39	41
	49	41	41	45
P06	48	53	50	53
	52	43	48	56
	50	51	49	52
	52	53	53	53
P08	51	50	46	48
	0	46	46	45
	52	49	49	44
	49	0	46	43
P10	47	47	40	43
	54	41	45	49
	49	50	50	54
	48	49	40	40
P12	50	45	43	43
	50	44	47	40
	43	45	43	44
	50	44	42	46
P14	46	46	46	52
	49	43	43	47
	50	48	48	46
	50	50	44	42
P16	43	41	38	42
	60	43	43	42
	46	52	43	59
	49	49	0	49

ESCLEROMETRIA -QUADRO-RESUMO			
IE MÉDIO	k	Fator Carbonatação	IE corrigido
P04	43		27
P06	51		33
P08	47		30
P10	48	1,2749	31
P12	44		28
P14	47		30
P16	45		29

IE corrigido Médio	30
DVP	1,7

ESCLEROMETRIA-QUADRO-RESUMO			
IE MÉDIO	k	Fator Carbonatação	IE corrigido
P04	43		27
P06	51		33
P08	47		30
P10	48	1,2749	31
P12	44		28
P14	47		30
P16	45		29

IE corrigido Médio	30
DVP	1,7

SILVA (2006)	Fc (Mpa)	21,31		
ISAJA (2005)	Fc (Mpa)	24,85		
MACHADO (2005)	Fc (Mpa)	27,18		
TANGO, HAMASSAKI E HELENE (2000)	Fc (Mpa)	24,85		
QASRAWI (2000)	Fc (Mpa)	23,20		
EVANGELISTA (2002)	Fck (Mpa)	31,79		
EVANGELISTA (2002)	Fc (Mpa)	31,91		

IE MÉDIO corr	30		
fcj médio adotado = 25Mpa	23	31	
fcj médio 1	27,30	DVP	4,10
fcj médio 2	24,28	DVP	2,42

MEMÓRIA DE CÁLCULO¹ – $f_{ck} \times f_{cj}$

No caso de não se dispor de resultados reais de crescimento da resistência do concreto da estrutura em análise, ou seja, de resultados experimentais representativos, pode-se adotar como uma previsão conservadora, o modelo matemático sugerido pelo *CEB-FIP Model Code 90* (1993), amplamente aceito pela tecnologia de concreto⁸ do nosso país:

$$\frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right)} \quad (\text{Equação 4})$$

em que:

j: idade do concreto em dias;

$f_{c,j}$: resistência à compressão média do concreto na idade j dias;

$f_{c,28}$: resistência à compressão média a 28 dias;

s: coeficiente que depende do tipo de cimento

No Quadro 1, podem-se observar os valores de s recomendados e a relação obtida, usando esse modelo, para diferentes tipos de cimento.

Quadro 1 – Coeficientes de crescimento da resistência para diferentes tipos de cimentos.

Tipo cimento	s	f_c a 50 anos	f_c a 1 ano	f_c entre 1 e 50 anos
CPV ARI	s = 0,20	1,21 → 50anos	1,15 → 1ano	1,05 de 1ano a 50anos
CP I / II	s = 0,25	1,28 → 50anos	1,20 → 1ano	1,07 de 1ano a 50anos
CP III / IV	s = 0,38	1,45 → 50anos	1,32 → 1ano	1,10 de 1ano a 50anos
NBR 6118	s = 0,1545	1,16 → 50anos	1,11 → 1 ano	1,05 de 1ano a 50anos

PARA			
j=	12775	dias	35 anos
$f_{c,j}$ =	25	Mpa	
s=	0,38		
e=	2,71828		
$f_{c,28}$ =	17,40	Mpa	

Logo, $f_{ck} \approx 18 \text{ Mpa}$