



Consequências desastrosas de um projeto estrutural inadequado

Disastrous results of an unmeet structural framing

MORAIS, Tereza Rachel Coelho⁽¹⁾; COUTO, Douglas⁽²⁾; SILVA, Ricardo Nigre⁽³⁾; MENEZES, Deivid Washington⁽⁴⁾. MOUCHREK, Gilberto⁽⁵⁾. HELENE, Paulo⁽⁶⁾

(1) *Tecnóloga, PhD Engenharia, rachel.morais@concretophd.com.br;*

(2) *Engenheiro Civil PhD Engenharia e Mestrando EP.USP, dougcouto@usp.br;*

(3) *Graduando do Curso de Engenharia Civil da Faculdade de Mogi das Cruzes, ricardonigredasilva@gmail.com.br;*

(4) *Graduando do Curso de Engenharia Civil da Faculdade de Mogi das Cruzes, deivid@casashowtintas.com.br;*

(5) *Engenheiro Civil da PGJ-MA, gmouchrek@mp.ma.gov.br;*

(6) *Prof. Titular da USP, Diretor da PhD Engenharia, paulo.helene@concretophd.com.br.*

Resumo

Este artigo apresenta uma análise de um caso real de um projeto estrutural, do final da década de 90, elaborado e executado inadequadamente, bem como, diagnostica as consequências desastrosas geradas por conta de sua realização. A estrutura de concreto armado, hoje com treze anos de existência, situa-se numa área urbana e litorânea, encontra-se fora de utilização há três anos, e devido aos problemas estruturais existentes, passa por um longo e dispendioso processo de reforço e reabilitação estrutural. Este prédio, construído com finalidade administrativa, é composto de três pavimentos, sendo térreo e dois pisos além da cobertura. Acrescenta-se que ele, depois de nove anos de uso, foi interdito por apresentar diversos problemas estruturais evidentes, inclusive com risco de colapso parcial da estrutura de concreto. No diagnóstico, utilizado para elaboração do projeto de reabilitação da estrutura, são descritos os procedimentos de inspeção de campo e verificação do projeto, abrangendo: inspeções visuais preliminares e detalhadas, verificação estrutural do projeto, ensaios físicos e químicos em amostras do concreto, pacometria, medição da profundidade de carbonatação, medição da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas, módulo de elasticidade, verificação do teor de cloretos, medição de corrente e potencial de corrosão, entre outros. Por fim, se conclui que o projeto foi elaborado de forma inadequada para a tipologia e utilização da estrutura, e são apresentados os aspectos principais do projeto de reforço e reabilitação estrutural.

Palavras-Chave: Concreto; Estruturas; Projeto estrutural; Patologia; Inspeção; Diagnóstico; Reforço; Reabilitação estrutural.

Abstract

This paper aims to analyze a real case of an unmeet 90's structural framing, as well to diagnose the disastrous consequences generated in its building. The reinforced concrete structure, nowadays is thirteen years old, is located in an urban and coastal area, is out of use about three years ago, and due to structural problems, goes through a long and expensive process of strengthening and structural rehabilitation. This building, planned with administrative purpose, is composed of three floors, with the ground floor further two floors and roof. Adds that it, after nine years of use, was interdicted by presenting several structural damages, including the risk of partial collapse of the concrete structure. In the diagnosis, used for preparation of the rehabilitation project of the structure, are described the procedures of inspection and verification of project implemented for this case, covering: preliminary and detailed visual inspections, checking of structural design, physical and chemical testing in concrete samples, reinforcement locate (scan), carbonation depth measurement, measurement of propagation velocity of ultrasonic waves, modulus of elasticity, the chloride content verification, measuring the corrosion potential and electrical current, among others. Finally, it concluded that the structural framing was inadequately prepared for the type and use of the structure, and presents the main aspects of the strengthening and rehabilitation projects recommended.

Keyword: Concrete; Structures; Structural framing; Pathology; Inspection; Diagnosis; Strengthening; Structural rehabilitation

CONSEQUÊNCIAS DESASTROSAS DE UM PROJETO ESTRUTURAL INADEQUADO

1. Introdução

Fundamentado num trabalho de inspeção, ensaios detalhados, análise de projeto e diagnóstico conclusivo, em uma estrutura de concreto armado de edificação comercial, construída em área urbana e litorânea, com a finalidade de se avaliar a sua estabilidade e durabilidade, constatou-se que a estrutura encontrava-se com alto grau de degradação, exposta a um macro clima (ambiente externo) com classe de agressividade nível III, conforme classificação da tabela 6.1 da *ABNT NBR 6118:2007*(Fig.1.1).

A mesma estrutura, em seus ambientes internos esteve exposta, durante seu período de utilização, à classe de agressividade nível II, devido ao ambiente interno ser provido de sistema de ar condicionado e ter sua umidade controlada.

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 micro-clima com classe de agressividade um nível mais brando 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 um nível mais branda em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuvas 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.

Figura 1.1 Classes de agressividade ambiental segundo a ABNT NBR 6118.

Durante nove anos de utilização da edificação, os usuários detectaram a ocorrência de deformações excessivas na estrutura tais como flechas em vigas, fissuras nas alvenarias, deformações nos caixilhos, excesso de vibração nas lajes, entre outros que obrigaram a constantes intervenções corretivas pontuais de efeito efêmero. Devido a essa insegurança gerada pelo desempenho em serviço insatisfatório da estrutura, os usuários optaram pela desativação do prédio, solicitando estudos técnicos completos para verificação da origem de tantos problemas patológicos nessa estrutura.

Após a desativação do prédio, foram removidos os fechamentos de alvenaria e caixilhos das fachadas, ficando toda a estrutura exposta as intempéries o que acarretou a aceleração da degradação da estrutura.

Os trabalhos de inspeção e verificação de projeto estrutural também demonstraram que o dimensionamento foi feito de forma inadequada e em desobediência à ABNT NBR 6118.

No projeto estrutural disponibilizado, consta a data de elaboração como sendo de setembro de 1997, e portanto deveria estar conforme com as exigências da *ABNT NBR 6118:1978. Projeto de estruturas de concreto. Procedimento.*

O proprietário dessa estrutura disponibilizou um projeto tipo *as built* (como construído) que ajudou muito na velocidade das análises, mas este projeto também tinha deficiências e incoerências em relação ao realmente executado, conforme se verificou posteriormente.

Visando o aproveitamento da estrutura existente, esta deve adequar-se às normas atualmente vigentes, ou seja, a *ABNT NBR 6118:2007* e também se faz necessário a análise da estrutura contemplando os critérios das normas aplicáveis e atualmente vigentes no país.

Diante das considerações expostas, este trabalho aborda os aspectos envolvidos na avaliação de uma estrutura com diversos tipos de manifestações patológicas, geradas a partir de um projeto estrutural elaborado de forma inadequada, mostrando as etapas de avaliação, ensaios e os métodos de análise que guiaram o diagnóstico.

2. DESCRIÇÃO SUCINTA DA ESTRUTURA

O prédio avaliado é composto de três blocos, separados por duas juntas de dilatação, subdivididos em três pavimentos, totalizando uma área de 4.500m², conforme descrito abaixo, e detalhado na Fig. 2.1.

- Térreo;
- 1º Pavimento;
- 2º Pavimento;
- Cobertura (Forro);
- Casa de Máquinas;
- Cobertura do Reservatório.



Figura 2.1 Esquema de alturas do prédio.

Consta, na documentação disponibilizada para o estudo que o referido prédio foi inaugurado em 14 de dezembro de 1999, tendo a estrutura, por ocasião dos estudos, cerca de 13 anos de idade.

Os desenhos usados para modelagem e verificação da estrutura, foram feitos com base em levantamento *in loco* da geometria de todos os elementos estruturais, ou seja, foram adotadas as medidas realmente executadas da estrutura.

O projeto estrutural original foi disponibilizado parcialmente, uma vez que parte dessa documentação não foi arquivada e extraviou-se. Parte do projeto original, combinado com o projeto *as built*, não indicaram fase e/ou outra informação complementar, sendo admitido que a execução da estrutura tenha seguido as dimensões e detalhamento apresentado nesse projeto estrutural.

O sistema estrutural da edificação, originalmente contemplava lajes maciças de concreto armado e até algumas de concreto protendido. Verificou-se que na realidade, a estrutura existente as lajes são de vigotas treliçadas e lajes de vigotas pré-fabricadas, ambas com enchimento de lajota cerâmica. Além de vigas e pilares de concreto armado, moldados *in loco*, com diversas dimensões.

As possíveis ações ambientais sobre a estrutura de concreto, estão relacionadas com o ambiente onde a mesma se encontra implantada, dando origem aos chamados macro e microclimas.

Com essa ótica, registra-se que o prédio dista aproximadamente 2,1km da costa do mar aberto, conforme ilustrado na Fig. 2.2, em linha reta. Segundo a *ABNT NBR 6118:2007*, e *ABNT NBR 12655:2006*, deve ser classificada como inserida num ambiente de Classe de Agressividade III em sua fachada e partes externas, sujeitas a brisa marinha, e classe II nos interiores, onde a umidade é controlada. Vide Fig. 2.2.



Figura 2.2 Distância do Prédio em relação ao mar.
Fonte: (Adaptada do Google Maps)

3. VERIFICAÇÕES E ENSAIOS

3.1. Análise Estrutural (verificação do projeto)

Em primeiro lugar, é necessário conhecer a resistência do concreto na estrutura, e sobre como avaliar e julgar essa resistência, conforme ou não, do concreto. Deve-se tomar como referência a norma *ABNT NBR 6118:2007*, complementada pelas normas *ABNT NBR 7680:2007 Concreto – Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto*, *ABNT NBR 8681:2003. Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*, e também pela ANAIS DO 55º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2013 – 55CBC



ABNT NBR 12655:2006. Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Considerando a complexidade do tema o assunto foi complementado com o uso dos documentos internacionais amplamente reconhecidos como o *EUROCODE 2:2005. Design of Concrete Structures; fib Model Code 2010 (CEB-FIP)* e *ACI 318:2010. Building Code Requirements for Structural Concrete*, conforme sugerido por HELENE (2012).

Neste caso, inicialmente foi feita a verificação simplificada do projeto, utilizando como base a geometria existente da estrutura, conforme o *as built* disponibilizado.

A verificação propriamente dita foi feita com auxílio de softwares específicos para concreto armado, onde os parâmetros de verificação foram calibrados com critérios da *ABNT NBR 6118:2007*, e que também serviu de base para elaboração do projeto de recuperação estrutural e reforço.

Uma dificuldade adicional à verificação estrutural, e ao projeto de intervenção corretiva, foram as análises das fundações, uma vez que não havia projeto disponível, e todos os elementos encontravam-se aterrados. Diante dessa situação, a opção mais viável do ponto de vista técnico foi a escavação das fundações, onde eram aferidas as medidas dos elementos, e em seguida era realizada a verificação estrutural. As fundações eram compostas por sapatas, apoiadas diretamente sobre o solo, e suas escavações foram feitas em etapas, compostas cada uma de um pequeno grupo de elementos, uma vez que a escavação generalizada de todos os elementos poderia ser prejudicial à estrutura como um todo, devido ao risco de erosão causada no período de chuvas.

3.2. Inspeção em Campo

A inspeção detalhada consistiu numa inspeção específica e em profundidade, acompanhada com ensaios de campo e de laboratório.

Os locais da estrutura, escolhidos para objeto de uma inspeção detalhada foram selecionados visando obter regiões representativas do todo, de modo a considerar nesta análise, regiões de baixo risco, comparativamente às regiões potencialmente de maior risco, onde foram realizados exames localizados e ensaios para comprovação das hipóteses de trabalho.

3.3. Ensaios físicos e químicos

3.3.1 Avaliação da dureza superficial do concreto

Para os ensaios de Avaliação da dureza superficial do concreto, foi utilizado o método de ensaio da *ABNT NBR 7584:1995. Concreto endurecido. Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Método de Ensaio*, empregando-se para obtenção do índice esclerométrico médio, uma malha de nove pontos para cada local de ensaio. Os

resultados são apresentados como média aproveitável de cada local de ensaio, em porcentagem de reflexão, conforme *ABNT NBR 7584:1995*.

Para as medidas *in loco*, foi utilizado esclerômetro de energia de impacto de 2,25N.m (tipo N), fazendo a média aproveitável das nove percussões do pistão do aparelho, também conhecido como “esclerômetro de reflexão”, martelo Suíço ou martelo Schmidt, modelo N-34.

O resultado deste método é chamado de índice esclerométrico, que guarda uma relação com a resistência à compressão do concreto, propriedade de muita importância para avaliação do material do ponto de vista do comportamento mecânico, da homogeneidade da execução da estrutura e da durabilidade. Todas as leituras conduzidas neste trabalho foram realizadas com o esclerômetro na posição horizontal atuando diretamente sobre o substrato, como ilustrado na Fig. 3.1.

3.3.2 Extração de Testemunhos

Para avaliação da resistência do concreto à compressão, foram realizadas extrações de testemunhos de concreto, conforme procedimento da *ABNT NBR 7680:2007*, onde preliminarmente às extrações de testemunhos, foi utilizado pacômetro para identificação do posicionamento das armaduras, conforme mostrado na Fig. 3.1. Para este procedimento, indispensável em qualquer operação de extração, foi usado pacômetro da marca HILT, modelo Ferrosan.

As normas estrangeiras de referência para o ensaio de pacometria são várias, podendo-se citar: *British Standards Institute (BSI) → BS 1881 204:1988. Testing Concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters*; *ACI 228.2R-21 Part 2 (2004) Nondestructive Test Methods for evaluation of Concrete in Structures*, entre outras.



Figura 3.1 Ensaio de esclerometria e utilização de pacômetro para identificação das armaduras.

Para os ensaios de extração de testemunhos, ilustrados nas Fig. 3.2, foi empregado cálice de diâmetro de 4,2cm, uma vez que, não havia espaço suficiente entre as armaduras para o emprego de cálice de diâmetro maior. Conforme VIEIRA FILHO (2007) a relação entre diâmetro do agregado graúdo e diâmetro do cálice de extração tem pouca

influência no resultado final do ensaio de compressão, e como um dos objetivos do ensaio é danificar o mínimo possível a estrutura de concreto, a utilização de testemunhos de pequeno diâmetro se mostra uma alternativa viável a este ensaio.



Figura 3.2. Extração de testemunho sendo realizada.

3.3.3 Medida da Velocidade de Propagação de Ondas Ultrassônicas.

A medição da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas através de um material pode ser um bom indicador de compacidade e qualidade deste. Altas velocidades de propagação indicam um material coeso e homogêneo, enquanto baixas velocidades podem indicar descontinuidades internas e também presença de fissuras.

Segundo a *ABNT NBR 8802:1994* o arranjo de transmissão direta é mais recomendado na determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas através do material, pois desta forma as ondas são recebidas com maior intensidade. Os transdutores se posicionam em faces opostas, conforme demonstrado na Fig. 3.3.

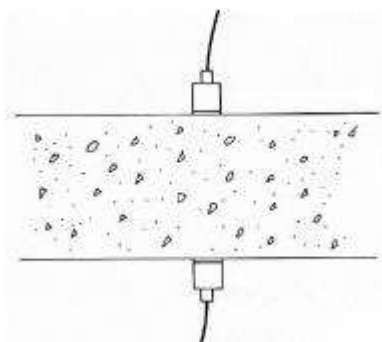


Figura 3.3 Posição relativa entre os dois transdutores do equipamento de ultrassom: Transmissão direta.

3.3.4 Medição da Profundidade de Carbonatação

A velocidade de penetração da frente de carbonatação depende de inúmeros fatores, desde aspectos ligados ao próprio material como porosidade e reserva alcalina, a



aspectos ligados ao clima como umidade relativa do ar, temperatura, chuvas ácidas, teor de CO₂ no ambiente e incidência e duração de ciclos de umedecimento e secagem na estrutura.

Para a determinação da profundidade de carbonatação, podem-se utilizar indicadores químicos e colorimétricos (indicadores ácido/base), do tipo solução de fenolftaleína ou timolftaleína, aspergida sobre uma fratura fresca.

As determinações foram feitas segundo o método *CPC-18 da RILEM "Measurement of Hardened Concrete Carbonation Depth"*, utilizando-se fenolftaleína.

Neste estudo/inspeção, a medida da profundidade de carbonatação foi realizada em superfície recém-fraturada do concreto, coletando-se em cada medida a profundidade mínima e máxima da frente de carbonatação, assim como a média de avanço dessa frente, como mostrado na Fig. 3.4.

3.3.5 Contaminação por Cloretos

O teor de íons cloreto é uma medida importante para orientar um programa de manutenção e proteção superficial da estrutura, na medida em que as peças estruturais eventualmente por eles contaminadas apresentam uma velocidade de corrosão da armadura maior do que quando os cloretos não estão presentes.

O procedimento empregado no ensaio de campo foi indicador químico colorimétrico à base de nitrato de prata e o ensaio de laboratório é o disposto na *ASTM C 1152/921*, combinado com conceitos do procedimento expresso na *ASTM C 1202*¹. *Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*.

3.3.6 Medição do Potencial de Corrosão

Este ensaio consistem no método padrão, normalizado pela "*ASTM C 876 Standard Test Method for Half Cell Potential of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*". Através de um eletrodo de referência, é medida a diferença de potencial elétrico do sistema armadura-concreto (semi-pilha), comparativamente ao potencial do eletrodo de referência secundário. A diferença de potencial elétrico, medida entre dois pontos da estrutura, pode indicar o nível do processo de corrosão das armaduras.

Para o ensaio do potencial de corrosão foi utilizado um equipamento LC-4 da M.C. Miller Co. Inc, que tem um eletrodo de referência cobre - sulfato de cobre, e um milivoltímetro de alta impedância. Na Fig. 3.4 está ilustrado o procedimento dos ensaios do potencial de corrosão.

¹ AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **Standard test for acid-soluble chloride in mortar and concrete.** ASTM C 1152. In: Annual book of ASTM Standards. Philadelphia, 1992.



Figura 3.4 Medições da profundidade de carbonatação e do potencial de corrosão.

3.3.7 Resistividade elétrica

A resistividade elétrica controla o fluxo de íons que difundem no concreto através da solução aquosa presente nos seus poros, sendo altamente sensível ao teor de umidade e à temperatura do concreto, reduzindo-se com o aumento desta. A resistividade elétrica em uma estrutura de concreto pode ser considerada um importante parâmetro no controle da velocidade do processo de corrosão das armaduras.

Pode ser medida através da adaptação do método “*ASTM G 57 Standard Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method*” destinada à avaliação “*in situ*” ou em laboratório da resistividade superficial do concreto de cobertura. No caso de corpos de prova ou testemunhos extraídos de estruturas pode-se empregar o método *ABNT NBR 9204 Concreto Endurecido. Determinação da Resistividade Elétrica Volumétrica. Método de Ensaio*, que é mais adequado para ensaios de testemunhos em laboratório.

Segundo ESCALANTE² e ANDRADE³, para determinações de campo ou para acompanhamento, tipo monitoramento de estruturas, pode ser adaptada à metodologia proposta por Wenner, para medida da resistividade de solos pelo sistema dos quatro eletrodos, ou seja, o método “*ASTM G 57*”.

3.3.8 Medição de flechas

No caso de estruturas que tenham alvenarias construídas, em vigas, por exemplo, o limite máximo para deslocamentos desses elementos, imposto pela *ABNT NBR 6118:2007*, é $l/500$, onde l é o vão livre. Para lajes sem alvenaria, o limite para aceitação visual de flechas é de $l/205$, segundo esta mesma norma em sua Tabela 13.2, conforme reproduzido na Fig.3.5.

² ESCALANTE, E. ed. *Underground Corrosion*. Philadelphia, ASTM, 1979. (STP 741);

³ ANDRADE, C. Monitoring Techniques. In: P. Schiessl, ed. *Corrosion of Steel in Concrete*. RILEM Report of Technical Committee 60-CSC. London, Chapman & Hall, 1988. p. 79-94;

Após análise do projeto do prédio e inspeção visual no local, foram identificados vários pontos críticos com respeito às deformações, tais como grandes vãos de vigas em balanço com altura inadequada, quadros de pórtico com grandes vãos, sem apoios ou inércia suficientes para resistir às deformações.

Nesses locais realizaram-se avaliações das flechas, com auxílio de nível de mangueira, tomando como referência o vértice da viga com o pilar e medindo a deflexão do extremo da viga em relação a este ponto. O procedimento de verificação das flechas pode ser observado nas Fig. 3.6.

Tipo de efeito	Razão de limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	ℓ / 250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	ℓ / 350
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	ℓ / 250 ¹⁾
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de bolche	Total Ocorrido após a construção do piso	ℓ / 350+ contraflecha ²⁾ ℓ / 600
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	ℓ / 500 ³⁾ ou 10 mm ou $\theta = 0,0017 \text{ rad}^4)$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	ℓ / 250 ³⁾ ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\mu = 0,30$)	H/700 ou H/850 ⁵⁾ entre pavimentos ⁶⁾
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	ℓ / 400 ⁷⁾ ou 15 mm

Figura 3.5 Tabela 13.2 da ABNT NBR 6118:2007 com os limites de deslocamento aceitáveis para estruturas de concreto.



Figura 3.6 Medição de flecha em viga em balanço com auxílio de mangueira de nível.

4. RESULTADOS

Conforme os ensaios acima descritos e realizados tanto em campo como em laboratório, apresenta-se a Tabela 4.1 abaixo com a síntese dos valores obtidos nos respectivos ensaios:

Tabela 4.1 Resultados de ensaios de durabilidade realizados no prédio em estudo.

pilar	lance	$f_{ck,est}$	índice esclerométrico médio	profundidade de carbonatação	penetração de cloretos colorimétrica	cobrimento	Teor de cloreto	volume de vazios	resistividade de elétrica	potencial de corrosão
		MPa	%	mm	mm	mm	%	%	kΩ.cm	mV
P9	Térreo ao 1º Pav.	nd	39	27	nd	26	nd	6,5	nd	nd
P22		30	45,5	23	ausente	22,9	nd	6,7	>100	-112,7
P33		30	nd	25	nd	-	nd	6,4	>100	nd
P34		20	nd	28	nd	-	nd	6,8	nd	nd
P47		15	44,3	24	nd	-	nd	7,3	>100	nd
P48		20	nd	21	ausente	25,5	nd	6,7	nd	nd
P66		20	41,1	22	traços	37,5	nd	6,9	<100	-142,7
P67		25	42,7	11	traços	30,8	nd	6,5	<100	-787
P11	1º ao 2º Pav.	20	38,5	10	ausente	27	nd	7,2	<100	-148
P24		15	41,7	23	traços	22,5	nd	7,6	<100	-574
P26		45	49,6	4	ausente	19,4	nd	5,4	nd	nd
P33		20	nd	19	nd	-	nd	7	nd	nd
P34		20	nd	21	nd	-	nd	7,1	<100	nd
P47		20	42,2	16	ausente	28,6	nd	6,8	<100	-94,4
P48		25	nd	18	nd	-	nd	6,5	<100	-118,4
P62		20	38,3	15	traços	27,5	nd	6,9	nd	-125,2
P62	15	41,5	15	traços	23	0.0082	7,4	<100	125,7	
P8	2º Pav. ao Forro	30	45,7	1	traços	24,7	nd	6,3	<100	-411
P22		45	46,8	20	traços	19,5	nd	5,9	>100	59
P29		15	51	8	traços	33,3	nd	7,8	>100	-172,5
P33		30	nd	9	nd	-	nd	6,2	>100	nd
P34		35	nd	15	nd	-	nd	6	<100	nd
P47		10	40,7	16	traços	25,6	nd	7,3	<100	-450
P48		20	nd	18	nd	-	nd	6,9	>100	nd
P58		10	39,5	12	ausente	11,2	nd	8	>100	nd
P68	10	42	10	traços	16,1	nd	8,1	<100	-316	

nd → não disponível. No caso de resistividade elétrica os resultados disponíveis só se referem ao valor 100, ou seja, maiores ou menores que 100. A penetração de cloretos foi realizada através de ensaio colorimétrico a base de nitrato de prata.

Flechas

Na Tabela 4.2 abaixo, apresentam-se os valores das flechas medidas e também os valores de norma para os respectivos elementos estruturais verificados. Também é apresentado o valor da flecha calculada durante a verificação do projeto estrutural, feita segundo os critérios da ABNT NBR 6118:2007.

Tabela 4.2 Comparação entre as flechas limite, medidas e calculadas das vigas da estrutura.

PISO	VIGA	TRAMO	VÃO (cm)	FLECHA LIMITE – I/500* (cm)	FLECHA MEDIDA (cm)	FLECHA CALCULADA A (cm)
2º	V41	A	430	0,86	8,0	11,27



2º	V40	C	416	0,83	7,0	10,98
2º	V61	A	370	0,74	6,0	7,66
2º	V56	C	410	0,82	4,8	5,33
FORRO	V44	A	406	0,81	10,5	9,84
FORRO	V43	B	394	0,79	11,0	11,17
FORRO	V58	C	413	0,83	6,0	7,89
1º	V37	A	1050	2,10	2,5	8,5

* Limite para estrutura de concreto com paredes de alvenaria *ABNT NBR 6118*

As flechas foram calculadas com os dados obtidos no projeto *as built* disponibilizado, e foi adotado o modelo de Branson, proposto pelo *item 17.3.2.1.1 da ABNT NBR 6118:2007*, conforme exposto abaixo:

$$I_{eq} = \left\{ I_c \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^4 + I_{ll} \left[1 - \left(\frac{M_r}{M} \right)^4 \right] \right\}$$

Modelo proposto por Branson e adotado pela *ABNT NBR 6118:2007*

Como não havia informações sobre a classe da resistência do concreto empregada na construção da estrutura, e os resultados obtidos no ensaio de testemunhos apresentaram grande variabilidade, adotou-se a resistência média do concreto, neste caso 22,5MPa, pertencente a classe C20 de resistência, e módulo de deformação calculado segundo modelo da *ABNT NBR 6118:2007*.

Como se observa nos dados da Tabela 4.2 os valores das flechas medidas no local estão muito acima das flechas limites, admissíveis pela norma brasileira, e os valores das flechas calculadas, conforme as dimensões da estrutura existentes estão muito próximos dos valores existentes.

5. PROJETO DE INTERVENÇÃO CORRETIVA E REFORÇO

A escolha dos materiais e da técnica de correção a ser empregada depende do diagnóstico do problema, das características da região a ser corrigida e das exigências de funcionamento do elemento que vai ser objeto da correção.

Inicialmente todos os elementos estruturais passaram previamente pelo processo de escarificação mecânica em suas superfícies, de modo a garantir a aderência entre o substrato existente e o produto graute. Na Fig. 5.1 pode ser observado o procedimento de escarificação sendo realizado.



Figura 5.1 Escarificação de vigas no 1º Pavimento do prédio.

Nos blocos de fundação, foi utilizado concreto dosado em central com $f_{ck} = 35\text{MPa}$, *slump* de $(120\pm 20\text{mm})$, e agregado graúdo com diâmetro máximo de 19mm. A Fig. 5.2 exemplifica o aumento da área da seção da sapata.

Algumas sapatas sofreram aumento em suas bases a partir do reforço da superestrutura, juntamente com a tensão admissível do solo obtida através de sondagens.



Figura 5.2 Aumento da área de contato da base da sapata.

Nos pilares e vigas foi adotado graute industrializado, de base cimento, com $f_{ck} = 35\text{MPa}$. Além de ter resistência elevada nas primeiras idades, as propriedades reológicas do graute, conferem a ele características do concreto autoadensável, o que agiliza sua aplicação, e ao mesmo aumenta a qualidade da execução do reforço.

O reforço típico dos pilares foi feito via encamisamento dos elementos, uma vez que as características arquitetônicas iniciais seriam mantidas. Junto ao encamisamento, foi previsto uma espessura que, conferisse ao pilar capacidade resistente adequada aos esforços solicitantes, e também garantisse a espessura de cobrimento adequada ($>3\text{cm}$) a classe de agressividade a que a estrutura se encontra exposta.

Algumas vigas encontravam se com flechas excessivas com até três vezes o deslocamento permitido por norma. Na Fig. 5.4 detalhe do reforço de um pilar, e de uma viga subdimensionada que teve de ser reforçada para vencer um vão livre de 13m.

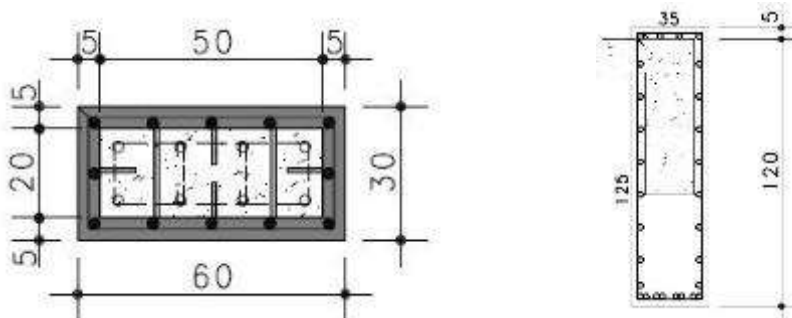


Figura 5.3 Reforço típico dos pilares e vigas via encamisamento.

Em alguns casos, devido ao pequeno comprimento de ancoragem disponível para as armaduras das vigas, adotou-se o detalhamento de laços de bitola fina nos apoios. O detalhe da ancoragem pode ser observado na Fig.5.5 abaixo.



Figura 5.5 Armadura de ancoragem horizontal em laço.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Atualmente a estrutura encontra-se com fundações, pilares e vigas 100% recuperados e reforçados, no entanto as lajes ainda passam pelo processo de intervenção, para que por fim o prédio encontre-se totalmente recuperado. Preliminarmente, a execução de todo o trabalho foi monitorada, e ao final dos trabalhos de recuperação está previsto um ensaio de prova de carga e correspondente elaboração de projeto as built.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Committee 318. 318M-08 **Metric Building Code Requirements for Structural Concrete & Commentary**. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12655. Concreto de cimento Portland: Preparo, controle e recebimento – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118. Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.



Anais do 55º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2013
Outubro / 2013



@ 2013 - IBRACON - ISSN 2175-8182

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7680. Concreto: Extração, preparação, e ensaios de testemunhos de concreto. Procedimento.** Rio de Janeiro, 2007.

British Standards Institute (BSI) – **BS 1881 204:1988. Testing Concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters. ACI 228.2R-21 Part 2: Nondestructive Test Methods for evaluation of Concrete in Structures.** 2004.

EUROCODE 2, Design of Concrete Structures – Part 1-1 – BS EN 1992-1-1: **General – Common rules for buildings and civil engineering structures.** Final draft, British Standards Institution, UK, 2005.

Fédération Internationale du Béton: **Model Code 2010, First Complete Draft, Fib Bulletins No. 55 e 56,** Suíça, Março, 2010.

HELENE, Paulo R.L. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção das Estruturas de Concreto.** 2ª ed., 3ª reimpressão (jan. 96). São Paulo, PINI, 1992. 215 p. ISBN 85-7266-010-0.

HELENE, Paulo. **Contribuição à análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança.** São Paulo, ABECE Informa, ano 16, n. 90, Mar.Abr. 2012 p.16-23.

VIEIRA Filho, J. O.; **Avaliação da resistência à compressão do concreto através de testemunhos extraídos: Contribuição à estimativa do coeficiente de correção devido aos efeitos de broqueamento.** Tese de doutorado. Universidade de São Paulo, Escola Politécnica. São Paulo, 2007.