



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA
Departamento de Engenharia de Construção Civil

PAULO EDUARDO BARBOSA

**CONTRIBUIÇÃO À INSPEÇÃO, DIAGNÓSTICO E
PROCEDIMENTO DE REABILITAÇÃO DE POSTE DE
CONCRETO ARMADO CENTRIFUGADO UTILIZADO
EM TELEFONIA CELULAR**

Tese apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Doutor em Engenharia

São Paulo
2007

PAULO EDUARDO BARBOSA

**CONTRIBUIÇÃO À INSPEÇÃO, DIAGNÓSTICO E
PROCEDIMENTO DE REABILITAÇÃO DE POSTE DE
CONCRETO ARMADO CENTRIFUGADO UTILIZADO
EM TELEFONIA CELULAR**

Tese apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Doutor em Engenharia

Área de atuação:
Engenharia de Construção Civil e
Urbana

Orientador:
Prof. Dr. Paulo Helene

São Paulo
2007

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 31 de Outubro de 2007

Autor

Orientador

FICHA CATALOGRÁFICA

Barbosa, Paulo E.

Contribuição à Inspeção, Diagnóstico e Procedimento de Reabilitação de Poste de Concreto Centrifugado Utilizado em Telefonia Celular / Paulo E. Barbosa – São Paulo, 2007.

167p.

Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

1. Concreto 2. Reabilitação 3. Fibras de carbono 4. Reforço 5. Pré-moldados I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Construção Civil. II. T

Ao meu pai e melhor amigo
Carlos Eduardo Barbosa (*in memoriam*).

Tudo é uma questão de manter
A mente quieta, a espinha ereta
E o coração tranquilo

Walter Franco

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Paulo Helene, profissional por quem tenho grande admiração. Seria muito pouco agradecê-lo apenas pela orientação desse trabalho considerando tudo o que com ele aprendi. Muito obrigado pelo exemplo e pelos ensinamentos que hoje fazem com que eu me sinta engenheiro.

Ao Dr. Leonel Tula e ao Prof. Tulio Nogueira Bittencourt pela participação no exame de qualificação e pelas considerações que muito contribuíram ao presente trabalho.

Ao Aldo Clementi, pela iniciativa de buscar soluções técnicas para evitar o desmonte desses postes de concreto, tornando possível o desenvolvimento desta tese, bem como pela confiança depositada na solução proposta.

Ao Eng. José Francisco Halcsik, pela amizade que fizemos ao longo desses anos de convivência e pela competência e bom senso que ele apresenta na área civil do mercado de telecomunicações.

Agradeço ao Prof. Ari de Paula Machado pela disponibilidade, discussões e ensinamentos fundamentais nos meus primeiros passos com a fibra de carbono.

Ao Laboratório de Estruturas da USP de São Carlos, principalmente ao Prof. João Bento de Hanai e Toshiaki Takeya, pela paciência e contribuição na execução do estudo experimental desta tese.

Aos amigos da pós-graduação Eliana, Humberto, Tatiana Cervo, Fernanda, Patrícia Bauer, Charles, Luciana, Gerusa, Evandro, Tonhão, Tatiana Tuchiya, Tiago, Thomas, Clóvis, Rui, Andréia, Maira, Maurício, Patrícia Neves, Carine, Salomon, Ademir. Em especial, agradeço aos meus queridos Marcelo e Manolo, pela saudável e verdadeira amizade que sempre tivemos.

Aos funcionários do departamento e do CPqDCC, por toda ajuda prestada: Fátima, Engrácia, Paulinho, Reginaldo, Renata, Dorval, Adilson, João, Rogério, Patrícia e Edson.

À BASF Construction Chemicals, fornecedora de toda a fibra de carbono utilizada nesta tese, principalmente ao gerente comercial, Eng. José Eduardo Granato, sempre presente com competência e bom humor.

Agradeço à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) que me concedeu bolsa no primeiro ano do meu doutorado.

A todos da PhD^{esign}, pela convivência diária. Em especial à Fernanda, pela amizade conquistada dia após dia nessa empreitada que abraçamos e pela competência de sua participação neste e em muitos outros trabalhos.

Muito obrigado à minha querida Ivie por ter entrado na minha vida, deixando-me conviver diariamente com a doçura presente em todos os seus gestos e palavras.

Finalizo falando do início de tudo, ou seja, de quem me deu a formação necessária para eu hoje aqui estar. Não tenho palavras para expressar tudo o que meus pais, Carlos e Leila, meus avós, José Paulo e Lídia e meu irmão Carlos significam pra mim, nem muito menos para dizer a importância deles em todas as minhas conquistas. Quero que saibam que os amo muito.

RESUMO

Postes tubulares pré-moldados de concreto armado foram instalados no Brasil pelas empresas de telefonia móvel ao implantar ou ampliar áreas de cobertura do sistema a partir de 1996. A grande maioria desses postes, da ordem de duas mil unidades, foi fabricada por uma mesma empresa, pelo processo de centrifugação. As alturas desses postes variam de 20 a 60 m.

Alguns desses postes colapsaram depois de três ou quatro anos de utilização, tendo-se conhecimento de quatro deles, nos estados de São Paulo, Espírito Santo, Rio de Janeiro e Rio Grande do Sul. Todos os colapsos conhecidos desses postes, ocorreram com ruptura na emenda entre o módulo tubular 1, engastado ao solo, e o seguinte módulo.

Após extenso trabalho de investigação e diagnóstico do problema, levado a cabo em 40 postes demolidos e estocados na cidade de Santana do Parnaíba/SP, ficou demonstrado que o problema patológico mais relevante encontrado era a emenda entre módulos. O diagnóstico apontou fadiga da emenda por traspasse devido ao excesso de armadura, com taxas variando de 8,5% a 18,2%. Essas taxas efetivas de armadura superaram em muito o limite máximo permitido por norma e recomendável do ponto de vista de transmissão de esforços nessa região.

O objetivo principal desta tese é demonstrar que é possível aproveitar esses postes, sem necessidade de sua substituição, através de um procedimento de reforço, original e seguro, que corrija as deficiências iniciais do projeto. Várias alternativas foram propostas pelo meio técnico aos proprietários desses postes para solução do problema, mas nenhuma conseguiu satisfazer às necessidades operacionais, econômicas e técnicas requeridas. A solução estudada minuciosamente nesta tese, consiste, sucintamente, em preencher o fuste do poste na região do traspasse com graute de elevada resistência mecânica e realizar confinamento passivo com uma camada de fibra de carbono, reduzindo as taxas de armadura a níveis adequados e assegurando confinamento da emenda.

Essa solução foi ensaiada em laboratório, utilizando-se postes já removidos, ou seja, em escala real, de forma a comprovar a eficiência do reforço proposto. Todos os ensaios com módulos de postes não reforçados mostraram ruptura por falha na transferência de esforços na região do traspasse de armaduras, apresentando mecanismo de ruptura muito próximo ao encontrado na prática, em postes que colapsaram. Todas as rupturas ocorridas em postes reforçados na região do traspasse com a solução proposta ocorreu por flexão no domínio III, sem nenhuma deterioração por fadiga da região do traspasse de armaduras, comprovando a eficiência do reforço proposto.

O custo da reabilitação desenvolvida nesta tese é, em média, de um terço à metade do valor da substituição do poste por uma torre metálica, o que a torna uma alternativa altamente atrativa para as empresas do setor, contribuindo para a solução de um grave problema nacional de engenharia (ciência aplicada).

ABSTRACT

Precast reinforced concrete posts were installed in Brazil by mobile telephone companies when implanting and enlarging service areas of the system starting in 1996. The great majority of these posts were manufactured by a single company, using a centrifugal process. Approximately two thousand units of posts were produced of heights ranging between 20m [60 ft] and 60 m [197 ft].

Some of those posts collapsed after three or four years of use, reportedly being known of four cases, located in the states of São Paulo, Espírito Santo, Rio de Janeiro and Rio Grande do Sul. All of the known collapses happened with rupture in the reinforcement development length between the first module (the one fixed to the ground) and the second module.

After an extensive investigation work and diagnosis of the problem, carried out in 40 dismantled posts that had been previously stocked in the city of Santana do Parnaíba/SP, it was demonstrated that the most relevant problem found was in the development length of the reinforcement between the modules. The diagnosis pointed the fatigue due to the elevated reinforcement area at the joint area, which ranged between 8,5% to 18,2%. Those rates exceed considerably the maximum limit allowed by standards in order to guarantee adequate conditions for stress transfer in that area.

The main objective of this dissertation is to demonstrate that it is possible to use the posts without need of their substitution, through a reinforcement procedure, original and safe, that corrects the initial deficiencies of the project. Several alternatives were proposed by the technical community for the solution of the problem, but none of them could satisfy the operational, economical and technical needs requested by the owners of the posts. The proposed solution consists in filling the section of the posts in the joint area with a high mechanical strength grout and a layer of carbon fiber reinforcement in order to accomplish passive confinement, therefore reducing the reinforcement rates to appropriate levels.

This solution was tested in laboratory, using real scale posts already removed in order to confirm the efficiency of the proposed reinforcement procedure. All of the tests with non reinforced posts showed rupture due to failure of stress transfer in the joint area, presenting a very close rupture mechanism to the one found in practice in the posts that collapsed. All of the ruptures occurred in the reinforced posts were due to flexure in the Section III domain without any deterioration of the joint area, proving so the efficiency of the proposed reinforcement.

The rehabilitation cost of the solution developed on this dissertation varies, on average, between a third and a half of the cost of replacing the structure for a metallic tower, thus providing an attractive alternative for the companies in this business, contributing to the solution of a serious national problem of engineering (applied science).

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA DO TEMA	1
1.2. OBJETIVO DESTA TESE	7
1.3. CONCEPÇÃO E ORIGINALIDADE DA TESE	8
1.4. CONTEÚDO DESTA TESE.....	8
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	10
2.1. INSPEÇÃO DE ESTRUTURAS	10
2.2. ADERÊNCIA E EMENDAS POR TRASPASSE	14
2.3. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS POSTES DE CONCRETO	34
2.4. COMPÓSITOS REFORÇADOS COM FIBRA	48
3. INSPEÇÃO REALIZADA PARA DIAGNÓSTICO	52
3.1. INSPEÇÃO PRELIMINAR DOS POSTES	52
3.2. SELEÇÃO, DESCRIÇÃO E RESULTADOS DOS ENSAIOS	54
3.3. HETEROGENEIDADE DO CONCRETO CENTRIFUGADO	66
3.4. INSPEÇÃO DAS EMENDAS POR TRASPASSE.....	68
3.5. RESUMO DOS RESULTADOS DA INSPEÇÃO	71
3.6. DIAGNÓSTICO.....	71
4. PROJETO DE REFORÇO	75
4.1. REFORÇO À FLEXÃO	75
4.2. REFORÇO DAS EMENDAS POR TRASPASSE	97
5. ENSAIO DAS EMENDAS POR TRASPASSE	104
5.1. INTRODUÇÃO	104
5.2. CARACTERÍSTICAS DOS SEGMENTOS UTILIZADOS	104
5.3. REFORÇO DOS MÓDULOS	105
5.4. ESTIMATIVA DA CAPACIDADE RESISTENTE DAS SEÇÕES	107
5.5. METODOLOGIA GERAL DO ENSAIO.....	108
5.6. RESULTADOS DO ENSAIO PILOTO (CP 1).....	113
5.7. RESULTADOS COM SEGMENTOS NÃO REFORÇADOS (CP 2).....	116
5.8. RESULTADOS COM SEGMENTOS REFORÇADOS (CP 3)	120
5.9. RESULTADOS COM SEGMENTOS MISTOS (CP 4).....	124
5.10. ANÁLISE DOS RESULTADOS	128

6. PROCEDIMENTO DE EXECUÇÃO DO REFORÇO (PROTÓTIPO).....	134
7. DURABILIDADE E MANUTENÇÃO.....	145
7.1. AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DA SOLUÇÃO	145
7.2. RECOMENDAÇÕES PARA MANUTENÇÃO.....	152
7.3. RECOMENDAÇÕES PARA EXECUÇÃO DE NOVOS POSTES	156
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	157
8.1. CONCLUSÕES QUANTO AO DIAGNÓSTICO.....	157
8.2. CONCLUSÕES QUANTO À SOLUÇÃO.....	158
8.3. TRANSFERÊNCIA DE RESULTADOS AO MEIO TÉCNICO	159
8.4. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	160
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	161

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Vista geral de um poste tubular pré-moldado, de concreto armado centrifugado, em operação.	1
Figura 1.2 – Flange metálico de união entre os módulos ou segmentos.	2
Figura 1.3 – Exemplo de colapso de poste de concreto armado tubular centrifugado.	3
Figura 1.4 – Detalhe da região de ruptura de poste pré-moldado de concreto armado.	3
Figura 1.5 – Exemplo de um desmonte de poste de concreto armado tubular centrifugado.	4
Figura 1.6 – Reforço de postes com o encapsulamento metálico e enchimento de concreto entre a forma externa e o poste interno.	5
Figura 1.7 – Reforço de fundação necessário pelo aumento de carga do reforço por encapsulamento.	5
Figura 1.8 – Reforço anteriormente utilizado, com implantação de mais dois postes de alturas menores ligados ao poste a ser reforçado por meio de perfis metálicos.	6
Figura 2.1 – Sequência para avaliação de manifestação patológica de uma estrutura (HELENE, 1993).	11
Figura 2.2 – Ilustração das parcelas de aderência (FUSCO, 2000).	16
Figura 2.3 – Modelo simplificado de aderência (FIP, 1999).	16
Figura 2.4 – Esforços na ancoragem e ação das saliências da barra sobre o concreto.	17
Figura 2.5 – Fissuras radiais de fendilhamento.	17
Figura 2.6 – Fendilhamento ao longo da barra ancorada (FUSCO, 2000).	18
Figura 2.7 – Ruptura da aderência pelo arrancamento da barra do concreto (FUSCO, 2000).	19
Figura 2.8 – Transmissão de esforços em uma emenda por traspasse.	20
Figura 2.9 – Aspecto da fissuração na emenda por traspasse de duas barras (LEONHARDT & MÖNNIG – 1982).	20
Figura 2.10 – Regiões de boa (I) e de má (II) aderência.	22
Figura 2.11 – Diagrama de tensões de aderência na ancoragem reta de barra de aço (LEONHARDT; MÖNNIG, 1982).	23
Figura 2.12 – Comprimento de ancoragem básico de uma barra reta.	25
Figura 2.13 – Disposição da armadura transversal nas emendas de barras tracionadas.	27
Figura 2.14 – Arranjo do ensaio (MELEK; WALLACE, 2004).	29
Figura 2.15 – Fissuração típica de todos os corpos-de-prova no momento da ruptura.	30
Figura 2.16 – Aspecto de um dos corpos-de-prova após flecha no topo igual a 7% do comprimento da peça.	30
Figura 2.17 – Diagrama carga pela deformação de alguns dos corpos-de-prova de MELEK; WALLACE (2004).	31
Figura 2.18 – Distribuição das tensões de aderência (AZIZINAMINI et al., 1993). ..	33
Figura 2.19 – Domínios de deformações que caracterizam o Estado Limite Último.	37
Figura 2.20 – Diagrama tensão-deformação para o concreto utilizado nesse trabalho.	39
Figura 2.21 – A relação tensão-deformação do aço.	39
Figura 2.22 – Linearização das relações momento-curvatura proposta por FRANÇA (1991).	41

Figura 2.23 – Ábaco construído por OLIVEIRA (2004) para seção circular vazada (caso dos postes analisados) para d'/h igual a 0,05.....	41
Figura 2.24 – Ábaco construído por OLIVEIRA (2004) para seção circular vazada (caso dos postes analisados) para d'/h igual a 0,10.....	42
Figura 2.25 - Ábaco construído por OLIVEIRA (2004) para seção circular vazada (caso dos postes analisados) para d'/h igual a 0,10.....	42
Figura 2.26 – 1ª etapa do processo P- Δ	43
Figura 2.27 – 2ª etapa do processo P- Δ	43
Figura 2.28 – Isopletas com a velocidade básica do vento (NBR 6123, 1988).....	45
Figura 2.29 – Coeficiente de amplificação dinâmica para a categoria IV da norma NBR 6123 (1988).	48
Figura 2.30 – Diagrama tensão x deformação das principais fibras do mercado. ...	49
Figura 2.31 – Ampliação em microscópio eletrônico das fibras impregnadas pelas resinas da matriz polimérica (MACHADO, 2002).	51
Figura 3.1 – Exemplo de fissuras típicas de flexão.	52
Figura 3.2 – Exemplo de fissuras verticais saindo dos flanges metálicos.....	53
Figura 3.3 – Exemplo de ninho de concretagem encontrado.....	53
Figura 3.4 – Exemplo de reparo mal executado.....	54
Figura 3.5 – Localização das armaduras com o uso de pacômetro.....	56
Figura 3.6 – Escarificação para determinação de bitola de armaduras e comprimento de traspasse.....	59
Figura 3.7 – Extração de testemunho em um dos postes já desmontados.....	60
Figura 3.8 – Ensaio de profundidade de carbonatação em um dos postes.	61
Figura 3.9 – Ensaio de dureza superficial com esclerômetro de reflexão.....	62
Figura 3.10 – Correlação entre índice esclerométrico e resistência à compressão. 62	
Figura 3.11 – Testemunho extraído em poste de concreto centrifugado.	67
Figura 3.12 – Exemplo de um dos colapsos ocorridos.....	69
Figura 3.13 – Demolição de módulos para verificação da ligação entre eles.	69
Figura 3.14 – Detalhe da ruptura, mostrando que apenas as barras que estavam na direção em que o poste caiu entortaram.....	72
Figura 3.15 – Fissura longitudinal encontrada em praticamente todos os postes inspecionados durante a elaboração desta tese.....	73
Figura 3.16 – Fissuras mapeadas na região de traspasse.	74
Figura 4.1 – Exemplo do procedimento de dimensionamento das seções de concreto armado circulares ou em coroa circular submetidas à flexão normal.83	
Figura 4.2 – Relações de deformações no domínio 2.....	84
Figura 4.3 – Relações de deformações no domínio 3.....	85
Figura 4.4 – Relações de deformações no domínio 5.....	85
Figura 4.5 – Determinação iterativa até que sejam encontrados os valores conhecidos de N e M.	86
Figura 4.6 – Obtenção do valor de ($\epsilon_{cm\max}$) no Estádio II quando conhecida a profundidade da linha neutra (x_{LNII}).	88
Figura 4.7 – Contribuição das fibras de carbono.....	89
Figura 4.8 – Dados geométricos necessários para definir uma seção em coroa circular, onde, R_e é o raio externo da coroa circular, R_i é raio interno da coroa circular e R_s é o raio da circunferência onde se supõe distribuída a armação da seção, θ e 2θ são os ângulos necessários para a determinação do comprimento de uma seção de concreto com espessura (du) e, finalmente, a excentricidade da linha neutra em relação ao centro geométrico da seção é dada pela letra e.	90
Figura 4.9 – Seção da base onde serão determinados os esforços resistentes.....	91

Figura 4.10 – Momento resistente na base do poste em função do número de camadas de fibra de carbono.....	94
Figura 4.11 – Comparação entre esforços solicitantes e resistentes para a configuração sem reforço.....	96
Figura 4.12 - Comparação entre esforços solicitantes e resistentes para a configuração reforçada.	96
Figura 4.13 – Esquema do reforço proposto para a região do traspasse dos postes de concreto centrifugado.....	102
Figura 5.1 – Grauteamento de um dos segmentos reforçados.....	106
Figura 5.2 – Aspecto de um segmento depois do grauteamento.....	106
Figura 5.3 – Aplicação da fibra de carbono em um dos segmentos ensaiados em laboratório.	107
Figura 5.4 – Esquema da montagem de ensaio cíclico (medidas em centímetro). 109	
Figura 5.5 – Esquema estático do corpo-de-prova em ensaio cíclico (medidas em cm).	109
Figura 5.6 – Esquema da montagem de ensaio monotônico no caso particular do CP 1, ensaio-piloto realizado (medidas em cm).....	110
Figura 5.7 – Esquema estático do corpo-de-prova em ensaio monotônico no caso particular do CP 1, ensaio-piloto realizado (medidas em cm).....	110
Figura 5.8 – Esquema da montagem de ensaio monotônico no caso dos CPs 2, 3 e 4 (medidas em cm).	111
Figura 5.9 – Esquema estático do corpo-de-prova em ensaio monotônico no caso dos CPs 2, 3 e 4 (medidas em cm).	111
Figura 5.10 – Ilustração dos principais componentes da montagem de ensaio.....	112
Figura 5.11 – Ensaio cíclico realizado no CP 1. (a) Vista geral da montagem do CP 1. (b) Detalhe do dispositivo de carregamento.....	113
Figura 5.12 – Ensaio monotônico realizado no CP 1. (a) Vista geral do CP 1 em ensaio monotônico (visto do lado leste). (b) Detalhe do CP 1 ao final do ensaio (visto do lado oeste).....	114
Figura 5.13 - Detalhes do segmento 15S1 após ruína. (a) Fissura pronunciada no segmento 15S1. (b) Esmagamento do concreto na região inferior.....	114
Figura 5.14 – Outros detalhes do segmento 15S1 após colapso. (a) Configuração de fissuras transversais e longitudinais próximo à ruína. (b) Camada de cobertura retirada após o ensaio.....	115
Figura 5.15 – Diagrama força x deslocamento do ensaio monotônico de CP 1. ...	115
Figura 5.16 – Comparação entre o aspecto da ruptura do CP1 (a) e a encontrada nos postes que colapsaram (b).....	116
Figura 5.17 – Ensaio cíclico realizado no CP 2. (a) Vista geral da montagem do CP 2. (b) Aspecto da fissuração ao final do carregamento cíclico.....	117
Figura 5.18 – Ensaio monotônico realizado no CP 2. (a) Vista geral do CP 2 em ensaio monotônico. (b) Detalhe do segmento rompido ao final do ensaio.	117
Figura 5.19 – Detalhes do segmento 13S1 após colapso. (a) Destacamento do concreto junto ao flange com cargas próximas à de ruína. (b) Fissura crítica a 1,2 m do flange metálico.	118
Figura 5.20 – Fissuras mapeadas encontradas no segmento 13S1. (a) Lado leste. (b) Lado oeste.	118
Figura 5.21 – Diagrama força x deslocamento do ensaio monotônico de CP 2. ...	119
Figura 5.22 – Ensaio cíclico realizado no CP 3. (a) CP sob carregamento cíclico. (b) Marcação de eventuais fissuras no compósito de fibra de carbono.	120
Figura 5.23 – Ensaio monotônico realizado no CP 3. (a) Vista geral do CP 3 em ensaio monotônico. (b) Detalhe do mapeamento do segmento rompido ao final do ensaio, fora da região do reforço.	121

Figura 5.24 – Detalhes sobre a fissuração e o esmagamento do concreto no CP 3. (a) Aspecto de fissura de flexão junto ao flange. (b) Região de esmagamento do concreto e ruptura do reforço.	122
Figura 5.25 – Detalhes sobre a região de traspasse do segmento rompido (13S3) do CP 3 após remoção da fibra de carbono . (a) Aspecto das fissuras junto ao flange. (b) Aspecto da superfície na região da emenda, sem a deterioração encontrada em segmentos não-reforçados.....	122
Figura 5.26 – Diagrama força x deslocamento do ensaio monotônico de CP 3. ...	123
Figura 5.27 – Ensaio cíclico realizado no CP 4.....	124
Figura 5.28 – Ensaio monotônico realizado no CP 4. (a) Vista geral do CP 4 em ensaio monotônico. (b) Detalhe da única fissura visível no segmento reforçado.	125
Figura 5.29 – Detalhes sobre a fissuração e o esmagamento do concreto no CP 4. (a) Aspecto de fissura crítica junto ao flange. (b) Região de esmagamento do concreto e ruptura do reforço	126
Figura 5.30 – Diagrama força x deslocamento do ensaio monotônico de CP 4. ...	126
Figura 5.31 – Detalhes do segmento 13S4, não rompido, que compõe o ensaio realizado no CP 4. (a) Detalhe da aderência do graute com a parede do concreto após a realização do ensaio. (b) Segmento 13S4 reforçado após remoção da fibra de carbono, não mostrando deterioração superficial.	128
Figura 5.32 – Comparação dos segmentos não reforçados rompidos 13S1 (a) e 13S2 (b) e um exemplo de ruptura encontrada na prática (c).....	128
Figura 5.33 – Aspecto dos segmentos reforçados após ensaio. (a) Segmento rompido do CP 3. (b) Segmento não rompido do CP 4.....	129
Figura 5.34 – Diagramas carga x deformação dos corpos-de-prova 2, 3 e 4.	129
Figura 5.35 – Região da ruptura do segmento 13S3 do CP 3.	130
Figura 5.36 – Estrangulamento da seção resistente dos módulos 13S1, 13S2, 13S3 e 13S4.....	130
Figura 5.37 – Ruptura de poste em área onde houve vento forte. (a) Fissura crítica a 1,2 m do flange na região tracionada. (b) Destacamento do concreto junto ao flange na região comprimida.	132
Figura 5.38 - Ruptura dos segmentos não reforçados dos ensaios realizados no CP 3 e no CP 4. (a) Fissura crítica a 1,2 m do flange na região tracionada. (b) Destacamento do concreto junto ao flange na região comprimida.	132
Figura 5.39 – Fissuras mapeadas encontradas tanto no poste inspecionado na região de Indaiatuba/SP (a) quanto nos segmentos não reforçados rompidos (b).	133
Figura 6.1 – Início da montagem do andaime para realização da demonstração experimental in loco.	134
Figura 6.2 – Inspeção realizada antes do início da execução. (a) Levantamento da abertura e tipologia das fissuras. (b) Utilização do pacômetro para localização de armaduras de 5 em 5 m, visando verificar a capacidade resistente real do poste.	135
Figura 6.3 – Determinação do desaprumo do poste.	136
Figura 6.4 – Execução de furo 1,5 m abaixo do flange metálico para colocação do anteparo e de furo 1,5 m acima do flange para grauteamento.	136
Figura 6.5 – Colocação do anteparo para grauteamento.....	137
Figura 6.6 – Grauteamento pelo furo aberto 1,5 m acima do flange metálico com graute cimentício.	138
Figura 6.7 – Lixamento do poste com disco diamantado.	138
Figura 6.8 – Fibra de vidro para isolar o carbono do aço do flange.	139
Figura 6.9 – Aplicação da resina epóxi e colocação da fibra de carbono.	139

Figura 6.10 – Utilização de rolo metálico durante a aplicação da fibra de carbono.	140
Figura 6.11 – Exemplo de reforço adicional à flexão.	141
Figura 6.12 – Aumento do cálice para ancoragem da fibra de carbono do reforço à flexão.	141
Figura 6.13 – Abertura de sulco entre panos de fibra de carbono à flexão.	142
Figura 6.14 – Ensaio de arrancamento para aceitação do sistema de fibra de carbono. (a) Equipamento utilizado. (b) Aspecto da superfície após realização do ensaio.	143
Figura 6.15 – Vista geral de um poste após término da reabilitação,	143
Figura 7.1 – Corte do poste com fio diamantado.	145
Figura 7.2 – Desmonte do poste.	146
Figura 7.3 – Aspecto da pintura do flange metálico.	147
Figura 7.4 – Aspecto da pintura protetora da fibra de carbono.	147
Figura 7.5 – Furo realizado para extração de testemunho do graute, podendo observar que o mesmo encontra-se aderido à parede de concreto do poste, não havendo espaço nenhum entre eles.	148
Figura 7.6 – Esquema do ensaio de arrancamento em cada um dos módulos.	149
Figura 7.7 – Uma das três linhas de ensaio em cada módulo.	149
Figura 7.8 – Exemplo de arrancamento na interface entre a fibra e o concreto.	150
Figura 7.9 – Arrancamento na interface entre a fibra e a pastilha metálica (adesivo epóxi).	150
Figura 7.10 – Ensaio de arrancamento realizado nos primeiros metros da base do poste (maior momento fletor).	151

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Proporção máxima de barras tracionadas emendadas.....	26
Tabela 2.2 – Expoente p e parâmetro b, segundo a NBR 6123 (1988).	47
Tabela 2.3 – Propriedades mecânicas de algumas fibras comercializadas.....	49
Tabela 3.1 – Mapeamento das armaduras principais, geometria das seções e comprimentos de traspasse dos postes de 30 m.....	57
Tabela 3.2 – Mapeamento das armaduras principais, geometria das seções e comprimentos de traspasse dos postes de 40 m.....	58
Tabela 3.3 – Mapeamento das armaduras principais, geometria das seções e comprimentos de traspasse dos postes de 50 m.....	58
Tabela 3.4 – Resultados de resistência à compressão de 22 postes analisados.	63
Tabela 3.5 – Resultados de resistência à tração de testemunhos extraídos de 7 postes diferentes.	64
Tabela 3.6 – Módulo de elasticidade dos 7 testemunhos extraídos para essa finalidade.	65
Tabela 3.7 – Absorção de água e índice de vazios.....	66
Tabela 3.8 – Absorção de água, índice de vazios e massa específica das metades de testemunhos de concreto centrifugado.	67
Tabela 3.9 – Resistência à compressão das metades de testemunhos de concreto centrifugado.	68
Tabela 3.10 – Conformidade das emendas dos postes de concreto estudados em relação à norma NBR 6118 (2003).	70
Tabela 4.1 – Seções de postes com 30 m de altura e diâmetro na base de 60 cm.	76
Tabela 4.2 – Equipamentos e acessórios considerados para avaliação dos esforços solicitantes.	77
Tabela 4.3 – Parâmetros considerados para cálculo dos esforços do vento.	77
Tabela 4.4 – Cálculo dos esforços do vento segundo a NBR 6123 (1988).....	78
Tabela 4.5 – Carregamentos atuantes no poste exemplificado, com coeficiente de majoração.	79
Tabela 4.6 – Consideração da não-linearidade física.	80
Tabela 4.7 – 1ª a 4ª iteração do processo P- Δ para determinação da não-linearidade geométrica.....	81
Tabela 4.8 – 5ª a 8ª iteração do processo P- Δ para determinação da não-linearidade geométrica.	81
Tabela 4.9 – Esforços solicitantes do poste de 30 m exemplificado.....	82
Tabela 4.10 – Dados de entrada para determinar esforços resistentes na seção da base.	92
Tabela 4.11 – Esforços resistentes sem a contribuição da fibra de carbono.	92
Tabela 4.12 – Esforços resistentes com 1 camada de fibra de carbono.....	92
Tabela 4.13 – Esforços resistentes com 2 camada de fibra de carbono.....	92
Tabela 4.14 – Esforços resistentes com 3 camada de fibra de carbono.....	93
Tabela 4.15 - Esforços resistentes com 4 camada de fibra de carbono.	93
Tabela 4.16 – Comparação entre esforços solicitantes e resistentes.....	95
Tabela 4.17 – Valores das variáveis utilizadas para o cálculo de T_c , relativas à emenda utilizada para dimensionar o reforço.	98
Tabela 4.18 – Conformidade das emendas dos postes de concreto estudados em relação à norma NBR 6118 (2003) para a condição reforçada.....	103
Tabela 5.1 – Características dos segmentos dos postes utilizados.....	105
Tabela 5.2 – Dados adicionais do flange metálico.	105
Tabela 5.3 – Forças necessárias para atingir o momento fletor resistente.....	108

Tabela 5.4 – Resultados do ensaio cíclico realizado no CP 2.	117
Tabela 5.5 – Abertura das fissuras mais significativas do CP 2.....	120
Tabela 5.6 – Resultados do ensaio cíclico realizado no CP 3.	121
Tabela 5.7 – Abertura das fissuras mais significativas do CP 3.....	123
Tabela 5.8 – Resultados do ensaio cíclico realizado no CP 4.	125
Tabela 5.9 – Abertura das fissuras mais significativas do CP 4.....	127
Tabela 5.10 – Armaduras dos segmentos dos postes.	131
Tabela 7.1 – Resultado da ruptura dos testemunhos extraídos do graute do reforço.	148
Tabela 7.2 – Resultados de arrancamento na região do traspasso.....	151
Tabela 7.3 – Resultados do arrancamento realizado na base do poste.	152

1. INTRODUÇÃO

1.1. Justificativa e importância do tema

Postes tubulares pré-moldados de concreto armado, foram instalados no Brasil desde 1996 pelas empresas de telefonia móvel ao implantar ou ampliar áreas de cobertura do sistema. A grande maioria desses postes, da ordem de duas mil unidades, foi fabricada por uma mesma empresa, pelo processo de centrifugação em segmentos ou módulos. A Figura 1.1 apresenta um desses postes instalados. As alturas dessas estruturas variam de 20 m a 60 m.



Figura 1.1 – Vista geral de um poste tubular pré-moldado, de concreto armado centrifugado, em operação.

Esses postes são compostos por vários módulos ôcos ou tubulares (para permitir seu transporte e montagem) unidos por um flange metálico, conforme mostrado na Figura 1.2. A espessura média da parede desses postes é de 10 cm e os diâmetros externos variam de 50 a 100 cm.



Figura 1.2 – Flange metálico de união entre os módulos ou segmentos.

Alguns desses postes colapsaram após três ou quatro anos de utilização, tendo-se conhecimento de quatro deles, nos estados de São Paulo, Espírito Santo, Rio de Janeiro e Rio Grande do Sul. Todos os colapsos conhecidos desses postes ocorreram com ruptura na emenda por traspasse entre o módulo (segmento) tubular 1, engastado ao solo, e o módulo seguinte (segmento tubular 2), conforme se observa na Figura 1.3 e Figura 1.4.



Figura 1.3 – Exemplo de colapso de poste de concreto armado tubular centrifugado.



Figura 1.4 – Detalhe da região de ruptura de poste pré-moldado de concreto armado.

Algumas empresas de telefonia celular do país começaram, em função dos colapsos ocorridos, a desmontar indiscriminadamente esses postes, trocando-os por torres metálicas treliçadas (estruturas usualmente utilizadas nesse mercado). Justificavam essa drástica atitude porque todas as soluções propostas pelo meio técnico consultado não atendiam os requerimentos de economia, operação e técnicos estabelecidos por elas. A Figura 1.5 ilustra um desses desmontes.



Figura 1.5 – Exemplo de um desmonte de poste de concreto armado tubular centrifugado.

Esse processo de desmonte estava gerando custos elevados para essas empresas, que podem ser divididos da seguinte forma:

- Custos diretos: referentes ao aluguel de guindastes (normalmente com capacidade entre 90 e 200 toneladas) para desmonte, execução de nova fundação para a torre (quase sempre incompatível com a existente para o poste), compra e montagem de torre metálica e bota-fora do poste;
- Custos indiretos: referentes à perda de sinal de celular (ou seja, captação de recursos) na região onde o poste foi desmontado por, pelo menos, uma semana, até montagem da nova torre. Esse tempo pode ser muito maior caso haja problemas com a prefeitura da localidade, podendo chegar até o extremo de não ser permitido montagem de nova estrutura nessa área de cobertura.

Antes da elaboração desta tese, algumas outras soluções foram implementadas pelas operadoras; entre elas, pode-se citar o encapsulamento do poste com uma fôrma metálica permanente e enchimento de concreto, como pode ser visto na Figura 1.6 e na Figura 1.7.



Figura 1.6 – Reforço de postes com o encapsulamento metálico e enchimento de concreto entre a forma externa e o poste interno.



Figura 1.7 – Reforço de fundação necessário pelo aumento de carga do reforço por encapsulamento.

Essa solução, com o enchimento de concreto entre o poste e a fôrma permanente de aço, deve resolver o problema, pois também diminui a taxa de armadura dos postes e minimiza a deformação do mesmo devido ao aumento do diâmetro da seção transversal. Entretanto, o processo de reforço é lento e custoso, pois envolve fabricação e montagem de toda a fôrma metálica, enchimento da região entre essa fôrma e o poste com concreto usinado, além de necessidade de reforço de

fundação. Todas essas etapas realmente configuram um reforço, alarmando a população sobre a eventual possibilidade de um colapso.

Outra solução que vinha sendo empregada consiste na implantação de mais dois postes de alturas menores ligados ao poste a ser reforçado com perfis metálicos em alguns pontos (ver Figura 1.8).



Figura 1.8 – Reforço anteriormente utilizado, com implantação de mais dois postes de alturas menores ligados ao poste a ser reforçado por meio de perfis metálicos.

Essa alternativa, além de causar desconforto à população vizinha, mesmo reduzindo a deformação do poste de maior altura, não parece ser efetiva, pois a ligação entre os postes é dada em poucos pontos, com alguns inclusive na região do traspasse de armaduras, impondo esforços concentrados em uma área já deficiente.

Como se verifica as soluções existentes não satisfaziam às necessidades das empresas do setor a ponto de alguns profissionais declararem explicitamente que a emenda já estava excessivamente danificada e não havia mais solução de reforço, sendo necessário a demolição.

Diante dessa situação uma dessas empresas decidiu buscar na Escola Politécnica da USP, através do Prof. Paulo Helene, um programa de pesquisa experimental que resultasse, se possível, num procedimento de reforço viável. Havia necessidade de uma solução que, a partir do estudo da origem, causa e mecanismo de ocorrência dessas rupturas, propusesse um reforço dessas estruturas de forma a minimizar o impacto desse problema, levando em conta tanto a segurança da população vizinha quanto a redução de custos para as empresas do setor preocupadas em solucionar o problema.

1.2. Objetivo desta tese

O objetivo principal desta tese é demonstrar que é possível reabilitar esses postes tubulares pré-moldados, de concreto armado centrifugado, por meio de um procedimento seguro, durável e viável, econômica e tecnicamente, sem necessidade de demolições, ou seja, com reaproveitamento dos postes já instalados e em operação.

Para tal apresento realizada uma cuidadosa inspeção em alguns postes já demolidos e outros em operação de forma a conhecer o problema, buscando fornecer um diagnóstico conclusivo da situação. Nesta etapa foi necessário estabelecer novos critérios de avaliação, específicos para postes.

Na sequência apresenta-se toda uma série de desenvolvimentos teóricos e experimentais realizados em busca de uma solução corretiva (reforço) dessas estruturas, visando solucionar o problema e considerando as seguintes variáveis:

- A solução deve incomodar o mínimo possível de forma a não alarmar a população local quanto ao risco de colapso;
- O sinal do sistema de telefonia celular não deve ser afetado nem suspenso durante a execução do serviço;

- Deve-se buscar uma solução que resolva o problema com segurança, durabilidade e com custos significativamente inferiores aos de desmonte, face ao elevado número de postes que devem sofrer essa intervenção.

1.3. Concepção e originalidade da tese

O reforço proposto para essas estruturas deverá colocá-las em níveis de segurança e durabilidade compatíveis com as normas e procedimentos brasileiros e internacionais aplicáveis e vigentes.

Uma das premissas do reforço a ser desenvolvido nesse trabalho é que a solução resulte na execução dos trabalhos de forma discreta obtendo ainda uma estrutura reforçada com aparência o mais próxima possível da original, cuidados que visam reduzir possíveis problemas com vizinhos, órgãos ambientais e prefeituras.

Com base nesses condicionantes, a solução proposta foi um reforço com o uso de fibra de carbono, em manta ou em lâmina, onde e quando necessário, seguido de uma pintura de proteção superficial para aumentar a vida útil dos postes.

1.4. Conteúdo desta tese

O Capítulo 1 visa apresentar o problema ao leitor, expondo a importância, os objetivos e a concepção da solução original a ser desenvolvida nessa tese.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre aspectos fundamentais para o entendimento do tema e desenvolvimento do estudo proposto. São eles: inspeção de estruturas, aderência entre concreto e armadura, análise estrutural dos postes de concreto e compósitos de fibra de carbono.

O Capítulo 3 apresenta os resultados da inspeção realizada, contendo o diagnóstico dos problemas dos postes de concreto.

No Capítulo 4 encontra-se o desenvolvimento do projeto de reabilitação proposto para essas estruturas.

No Capítulo 5 é apresentado o programa experimental realizado para confirmar a eficiência do reforço proposto.

A execução detalhada de um reforço, seguindo o procedimento desenvolvido ao longo desse trabalho, é apresentada no Capítulo 6. No Capítulo 7 é apresentada uma análise da durabilidade do sistema proposto, bem como recomendações para uso e manutenção.

No Capítulo 8 seguem as considerações finais sobre este trabalho e as sugestões para pesquisas futuras sobre o tema. Finalmente, o Capítulo 9 lista as referências bibliográficas utilizadas nesse trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Inspeção de estruturas

As etapas da avaliação de uma estrutura, quando se objetiva a resolução de problemas patológicos, podem ser divididas em: inspeção preliminar e levantamento de subsídios, inspeção detalhada e ensaios, diagnóstico, prognóstico e definição da conduta (HELENE, 1993).

Conforme apresentado na Figura 2.1, esse tipo de análise poderá envolver uma ou mais atividades, sendo o primeiro passo a vistoria geral da estrutura, observando-se a estrutura no seu conjunto, e registrando-se sintomas e manifestações patológicas principais. Através da experiência dos técnicos envolvidos devem ser efetuadas observações visuais que podem ser complementadas com ensaios de campo, rápidos, preferencialmente não-destrutivos.

A redação da vistoria efetuada e a descrição das manifestações patológicas devem ser cuidadosa. É conveniente analisar todos os detalhes que podem influenciar no diagnóstico final. Convém fazer um levantamento fotográfico, descrevendo os aspectos construtivos de interesse e caracterizar a agressividade ambiental.

Caso essa vistoria geral não seja suficiente para a formulação de um diagnóstico consistente e seguro, deve-se realizar o levantamento dos antecedentes do problema, ou seja, coleta de informações orais e recuperação de todos os dados disponíveis da obra, tais como projetos, especificações técnicas, diário de obra, relatórios de ensaios e outros. Em casos mais complexos, recomenda-se que o levantamento de antecedentes seja realizado antes, até mesmo, da vistoria geral.

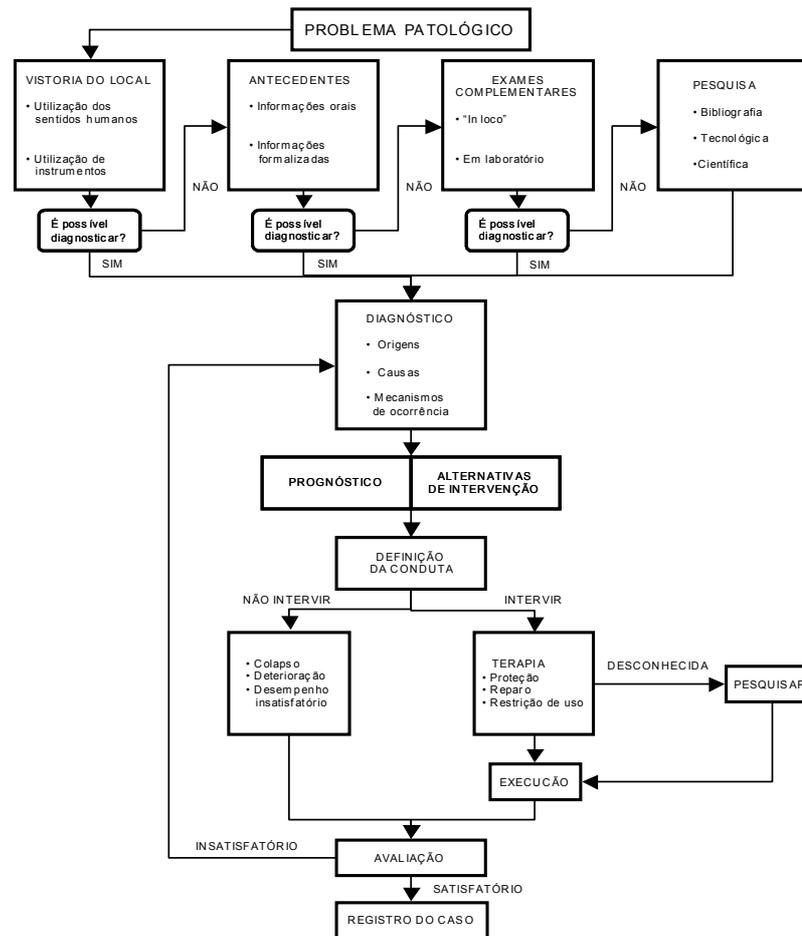


Figura 2.1 – Seqüência para avaliação de manifestação patológica de uma estrutura (HELENE, 1993).

Nos antecedentes devem ser buscados todos os dados disponíveis e de interesse ao caso. Dentre as informações a serem levantadas nessa etapa, podem ser citadas:

- Data ou período da construção;
- Data ou período de aparecimento ou detecção do problema;
- Tipo de estrutura;
- Localização da estrutura, caracterizando micro e macroclima;
- Fotos das manifestações patológicas mais importantes tais como: manchas de ferrugem, fissuras, destacamento do concreto de cobrimento e flechas.

Registrar também as regiões bem conservadas, assim como eventuais soluções ou correções anteriores, avaliando o resultados das mesmas;

- Características da armadura, tais como bitola, tipo, cobrimento, acabamento e eventual tratamento superficial;
- Resistência característica do concreto à compressão, f_{ck} , especificada no projeto estrutural por ocasião do projeto e construção da obra;
- Características do concreto e concretagem tais como traço, consumo de cimento por m^3 , tipo de cimento, consistência, adensamento e cura;
- Características de tratamentos, revestimentos ou pinturas que foram, eventualmente, aplicados na estrutura;
- Toda e qualquer outra informação disponível de interesse ao caso e que possa minimizar os trabalhos e os prazos das investigações das etapas posteriores.

Segundo REPETTE (1991), na etapa de vistoria, também chamada de inspeção geral ou preliminar, deve ser feita uma inspeção visual cuidadosa da estrutura, buscando observar as regiões com deterioração aparente e zonas onde há possibilidade de serem encontradas anomalias, mesmo que estas não estejam aparentes. Muitas vezes, devido a dificuldades de acesso, é aconselhável o uso de binóculos. Entre as zonas com riscos maiores, tem-se regiões com aeração diferencial, regiões com risco de condensação, regiões sujeitas a ciclos de molhamento e secagem, e regiões de pouco cobrimento da armadura. A vistoria também objetiva definir as zonas da estrutura onde haverá necessidade de inspeção detalhada, assim como definir que equipamentos e medições deverão ser empregados.

O passo seguinte à vistoria deve ser a inspeção detalhada, com retiradas de amostras e realização de ensaios que demonstrem as hipóteses formuladas anteriormente. Nessa etapa serão realizados vários ensaios específicos de caracterização e avaliação da segurança e durabilidade da estrutura.

Com relação à inspeção detalhada, é necessário especificar os locais exatos onde foram extraídas as amostras, descrever o plano de amostragem empregado, assim como os métodos de ensaio adotados para cada medida. Os valores dos diferentes parâmetros devem estar claros e expressos com unidade de medida correta, preferencialmente no Sistema Internacional de unidades (SI). A cada resultado apresentado, deve-se acrescentar uma breve discussão do mesmo.

A etapa de inspeção detalhada tem o objetivo de obter dados confiáveis e suficientes para um diagnóstico e prognóstico corretos (REPETTE, 1991). Corresponde a uma série de ensaios cuja descrição é feita a seguir, tomando-se por referência os roteiros do trabalho de HELENE; REPETTE (1989) e as recomendações do ACI (1993, 2002), ASTM (1996), ASCE (1991), CIB (1993), RILEM (1991) e CEB (1983), onde são abordados os critérios de amostragem, o ensaio propriamente dito e os critérios para julgamento.

Caso ainda não seja possível formular o diagnóstico, o assunto deve passar a fazer parte de uma pesquisa bibliográfica específica, que pode incluir simulações, análises teóricas e experimentais, com base em referências bibliográficas específicas.

Com essas informações, pode ser formulado o diagnóstico da situação, que nada mais é que o entendimento adequado da questão. Por diagnóstico, entende-se a identificação e descrição precisa do mecanismo, da origem e dos agentes causadores do problema patológico.

A constatação de uma manifestação patológica tanto pode decorrer do aparecimento de um sintoma externo evidente, do tipo manchas de produtos da corrosão, fissuras, lascamento, deflexões excessivas, quanto decorrer de uma inspeção ou vistoria cuidadosas efetuadas dentro de um programa rotineiro de manutenção, observação e monitoração da estrutura.

O prognóstico pode ser entendido como uma conjectura sobre o desenvolvimento futuro do problema. Em outras palavras, conhecida a situação, deve-se fazer uma estimativa da evolução do problema no tempo, por exemplo, através da determinação da vida útil residual da estrutura, inclusive definindo-se

eventuais medidas imediatas a serem tomadas. Cabe também uma análise da variação ou evolução do custo da intervenção no tempo, assim como uma recomendação do momento mais adequado para essa intervenção, tanto do ponto de vista técnico e de segurança, quanto econômico.

Deve-se apresentar as alternativas de correção do problema, descrevendo-se sucintamente os procedimentos de intervenção. O projeto detalhado de reparo e intervenção, com especificação de materiais, sistemas e técnicas construtivas, assim como os procedimentos de controle e garantia da qualidade devem ser objeto de outra etapa, independente do diagnóstico. O reforço proposto pode ser constituído de um documento específico, denominado de projeto de reabilitação da estrutura.

O procedimento geral se completa com uma avaliação técnica da solução adotada por meio de alguns ensaios de desempenho “in situ” ou em laboratório e o registro do caso.

A conclusão deve resumir claramente as observações efetuadas, o diagnóstico do problema e as recomendações sugeridas.

No caso particular de postes tubulares de concreto armado, além da vistoria detalhada, há um problema específico nas emendas dos diferentes segmentos (módulos). Dada a importância dessa emenda, passa-se a discutir, do ponto de vista da revisão da bibliografia existente, a importante questão da aderência entre o aço e o concreto e as exigências relativas a essas emendas.

2.2. Aderência e emendas por traspasse

Aderência é a propriedade responsável por solidarizar o aço e o concreto, impedindo um deslocamento relativo entre eles, garantindo a compatibilidade de deformações entre eles, característica fundamental para a existência do concreto armado.

Ancoragem é a fixação da barra no concreto para que se possa interrompê-la. Na ancoragem por aderência, deve ser previsto um comprimento suficiente para que

o esforço da barra seja transferido para o concreto, denominado comprimento de ancoragem.

Nos elementos estruturais onde se necessita fazer emendas nas barras, também se deve garantir um comprimento suficiente para que os esforços sejam transferidos de uma barra para outra, na região da emenda. Isto também é possível graças à aderência entre o aço e o concreto.

2.2.1 Mecanismo de aderência

A aderência é pode ser desmembrada em três partes (FUSCO, 2000):

- Aderência por adesão: Dada pelas ligações físico-químicas na interface entre aço e concreto resultantes das reações de hidratação do cimento. Essa ligação é rompida com pequenos deslocamentos relativos entre as barras de aço e o concreto.
- Aderência por atrito: Parcela que aparece com a tendência de deslocamento relativo entre o aço e o concreto, sendo função do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto e da ação de forças radiais de compressão exercidas sobre as barras de aço devido à retração do concreto que as envolve.
- Aderência mecânica: Parcela mais significativa da aderência quando se tem barras nervuradas (nas barras lisas a aderência é dada apenas pelas duas parcelas anteriores). As nervuras funcionam como um apoio para o concreto que, ao ser comprimido, oferece resistência ao deslocamento relativo entre os dois materiais.

Uma ilustração didática dessas parcelas da aderência pode ser apreciada na Figura 2.2, de autoria de FUSCO (2000).

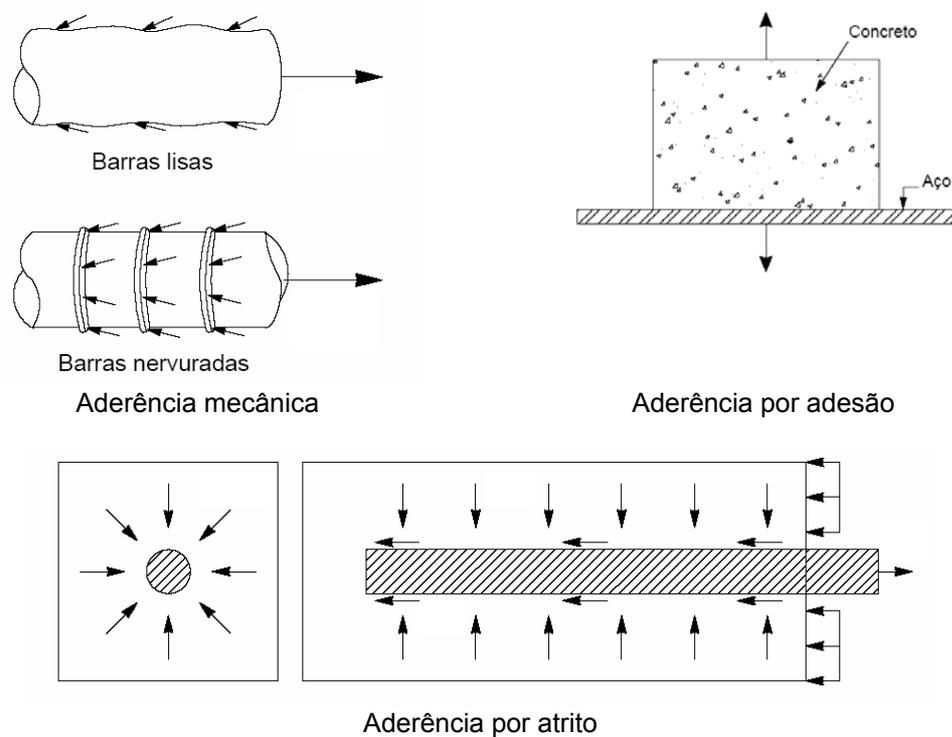


Figura 2.2 – Ilustração das parcelas de aderência (FUSCO, 2000).

Buscando entender o mecanismo de aderência entre o aço e o concreto, discutir-se-á simplificadamente como se comportam as forças de aderência, os deslocamentos relativos e a fissuração para as diversas etapas de carregamento, conforme esquema da Figura 2.3.

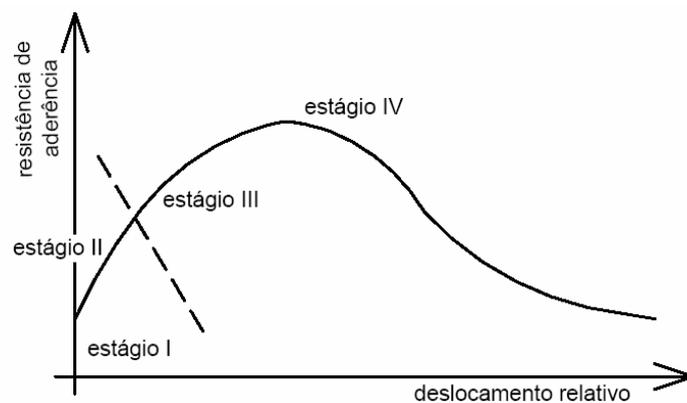


Figura 2.3 – Modelo simplificado de aderência (FIP, 1999).

Ao iniciar a solicitação da armadura, essa tende a deslizar em relação ao concreto devido às diferentes propriedades físicas do aço e do concreto. Nesse

estágio I da Figura 2.3, os deslizamentos são da ordem de poucos micras e a parcela atuante da aderência é a de adesão.

Ao dar continuidade no carregamento, a tensão de aderência aumenta até a ruptura da aderência por adesão (término do estágio I da Figura 2.3), que, segundo TASSIOS (1979) ocorre quando a tensão de aderência se encontra entre 0,5 e 1,5 MPa.

No estágio II, mobiliza-se as parcelas de aderência por atrito e mecânica, havendo, no caso de barras nervuradas, a restrição ao deslizamento pelo encontro do concreto com as nervuras da armadura.

Nesse estágio os deslocamentos relativos ainda são pequenos, ocasionados pelo esmagamento do concreto sob ação direta das saliências. As forças nas saliências são inclinadas em relação ao eixo da barra, e podem ser decompostas nas direções paralela e perpendicular ao eixo da barra (Figura 2.4).

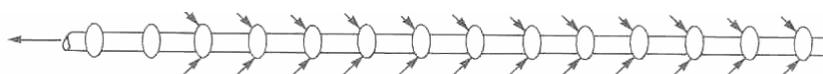


Figura 2.4 – Esforços na ancoragem e ação das saliências da barra sobre o concreto.

A soma das componentes paralelas iguala a força de aderência, e a componente perpendicular introduz tensões de tração circunferenciais no entorno da barra, que podem, no Estágio III, resultar em fissuras longitudinais radiais, chamadas de fissuras de fendilhamento, exemplificadas na Figura 2.5.

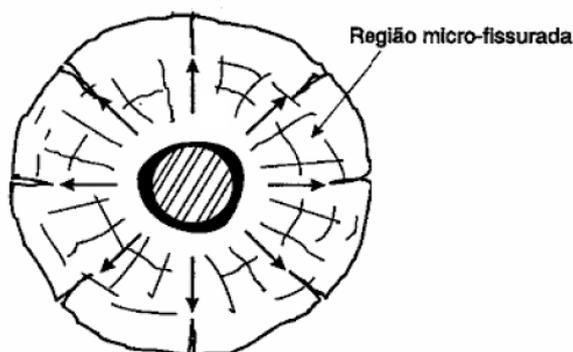


Figura 2.5 – Fissuras radiais de fendilhamento.

Nesse estágio, as tensões de tração geradas pelo esforço de arrancamento da barra ultrapassam a resistência à tração do concreto, surgindo as primeiras fissuras internas. Essas fissuras diminuem a rigidez do concreto, acarretando deslizamentos maiores para o mesmo incremento da tensão de aderência em relação ao estágio II.

No estágio IV podem ocorrer dois modos de ruptura. Caso as tensões de confinamento forem de baixa intensidade, as fissuras radiais propagam-se por toda a extensão do cobrimento de concreto, e a ruptura ocorre pela ação de fendilhamento do concreto (Figura 2.6), que pode alcançar no máximo 0,25 da força de tração na barra longitudinal.

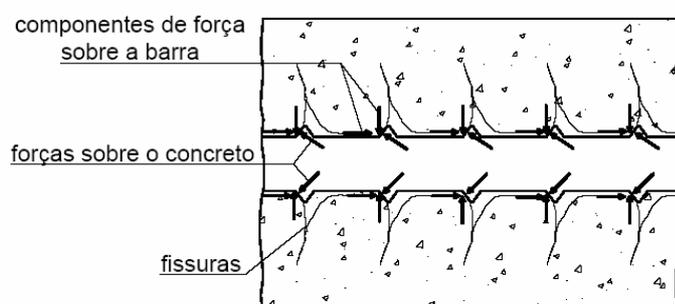


Figura 2.6 – Fendilhamento ao longo da barra ancorada (FUSCO, 2000).

Para evitar este tipo de fissura por fendilhamento podem ser adotadas barras transversais (armadura de costura), colocadas ao longo das barras ancoradas por aderência, para combaterem as tensões transversais de tração e impedirem a ruptura por fendilhamento.

Se ocorrerem tensões de compressão transversais independentes daquelas oriundas da ancoragem, o problema do fendilhamento fica diminuído. Uma armadura em forma de hélices também pode servir para evitar as fissuras ao redor da barra.

O importante na ancoragem de barras tracionadas é “garantir a manutenção da integridade das bielas diagonais comprimidas e assegurar que os esforços transversais de tração possam ser adequadamente resistidos” (FUSCO, 2000).

Quando as tensões de confinamento são grandes o suficiente para prevenir o fendilhamento do cobrimento de concreto, a ruptura da aderência ocorre pelo

arrancamento da barra do concreto, modificando o mecanismo de transferência de força de apoio das saliências no concreto para forças de atrito, em função da resistência ao cisalhamento dos consolos de concreto existentes (ver Figura 2.7).

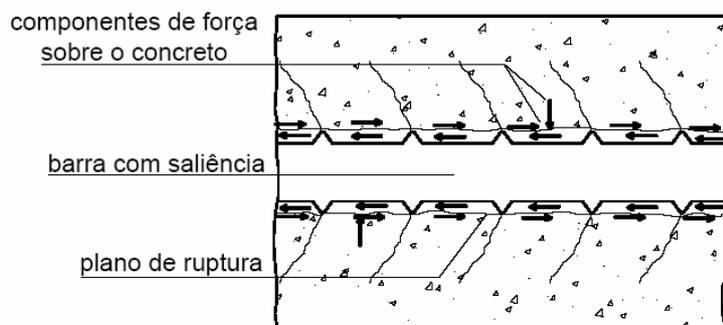


Figura 2.7 – Ruptura da aderência pelo arrancamento da barra do concreto (FUSCO, 2000).

2.2.2 Emendas de armaduras

Nas emendas nas barras é fundamental garantir que ocorra a transmissão de esforços de uma barra a outra. As emendas são classificadas em 2 grupos: emendas indiretas e diretas.

- Emendas diretas: São aquelas em que o concreto não participa da transmissão dos esforços. As barras são emendadas diretamente entre si, podendo-se utilizar solda, luvas rosqueadas ou emendas com outros dispositivos (luvas com preenchimento metálico, prensadas, etc.).
- Emendas indiretas (ou emendas por traspasse): São aquelas que necessitam do concreto para a transmissão dos esforços de uma barra a outra. As barras estão aderidas ao concreto e, quando tracionadas, provocam o aparecimento de bielas de concreto comprimido, que transferem a força aplicada em uma barra à outra (Figura 2.8).

Nesta tese serão mostradas as características apenas das emendas por traspasse, que são bem mais comuns na prática das estruturas de concreto e as únicas existentes nos postes de concreto estudados.

Observa-se que nas emendas por traspasse, a transmissão de esforços é feita por solicitações tangenciais no concreto situado entre as barras, com a mobilização de bielas comprimidas de concreto e o aparecimento de tensões transversais de tração que devem ser suportadas por estribos em quantidade adequada (FUSCO, 2000). Essa configuração é mostrada na Figura 2.8.

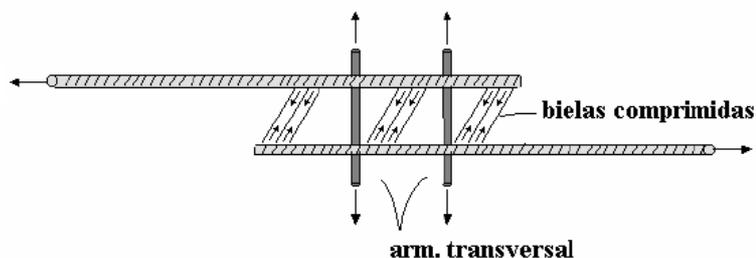


Figura 2.8 – Transmissão de esforços em uma emenda por traspasse.

A Figura 2.9 mostra o aspecto da fissuração na emenda por traspasse de duas barras (LEONHARDT; MÖNNIG, 1982).

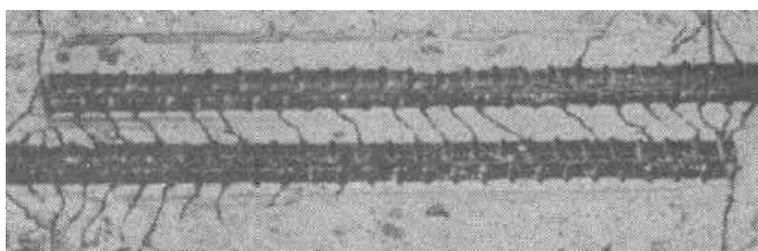


Figura 2.9 – Aspecto da fissuração na emenda por traspasse de duas barras (LEONHARDT & MÖNNIG – 1982).

Esse tipo de emenda, muito utilizada em estruturas, precisa atender a alguns requisitos para seu correto funcionamento (FUSCO, 1995):

- Na extremidade de segmentos estruturais tubulares de concreto, simples ou armado, deve ser colocado um anel de aço estrutural, com espessura suficiente para que, na face interna desse anel, sejam soldadas barras de aço, com um comprimento de solda suficiente para que a sua resistência longitudinal seja pelo menos igual à resistência das barras de aço;
- As barras longitudinais de aço soldadas na face interna do anel devem ser distribuídas uniformemente ao longo do seu perímetro;

- As barras de aço soldadas na face interna do anel devem ser cortadas com um comprimento suficiente para que possam transmitir, por aderência, os esforços a que estejam submetidas para a massa do concreto que as envolve;
- Na extremidade dos segmentos estruturais de concreto, para garantir sua integridade na zona de ancoragem das barras de aço, devem ser colocados estribos com seção transversal total suficiente para resistir às forças transversais existentes no trecho de ancoragem;
- Se as barras de aço soldadas ao anel não forem todas da mesma bitola, seus comprimentos de ancoragem podem ser escalonados em função das diferentes bitolas empregadas, o que permite que nem todas as extremidades das barras soldadas ao anel fiquem situadas na mesma seção transversal do segmento estrutural de concreto.

Desde que respeitados estes princípios gerais e que sejam atendidas as exigências de normas técnicas, essas emendas por traspasse funcionam adequadamente conferindo segurança e estabilidade às estruturas.

Para que essa transmissão de esforços possa ser feita com segurança, é preciso que haja concreto suficiente para cumprir sua função, pois, caso contrário, a microfissuração progressiva do concreto irá destruir a sua capacidade de transmitir os esforços de uma barra para a outra. Por isso, a NBR-6118 (2003) limita a taxa de armadura no traspasse em 8%.

No caso de segmentos tubulares de parede delgada, semelhante a um pilar-parede, além das exigências anteriores em relação à taxa de armadura longitudinal, o diâmetro das barras longitudinais não pode ser superior a 1/8 da menor dimensão transversal de concreto.

Se as bielas tiverem um volume deficiente, somado à insuficiente restrição por confinamento, elas podem chegar a se transformar em um material fissurado e desagregado tipo pulverulento, que permite o deslizamento das barras, perdendo-se a capacidade de transmissão de esforços e conduzindo à total desintegração da massa de concreto da região da emenda.

2.2.3 Dimensionamento de emendas segundo a norma NBR-6118

Em determinadas situações, que dependem basicamente da inclinação e da posição da barra da armadura na massa de concreto, a norma NBR 6118 (2003) define situações chamadas de “boa” e de “má” aderência.

Consideram-se em boa situação quanto à aderência os trechos das barras que estejam em uma das seguintes posições:

- Com inclinação maior que 45° sobre a horizontal (Figura 2.10).
- Horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:
 - Para elementos estruturais com $h < 60$ cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima (Figura 2.10);
 - Para elementos estruturais com $h \geq 60$ cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima (Figura 2.10).

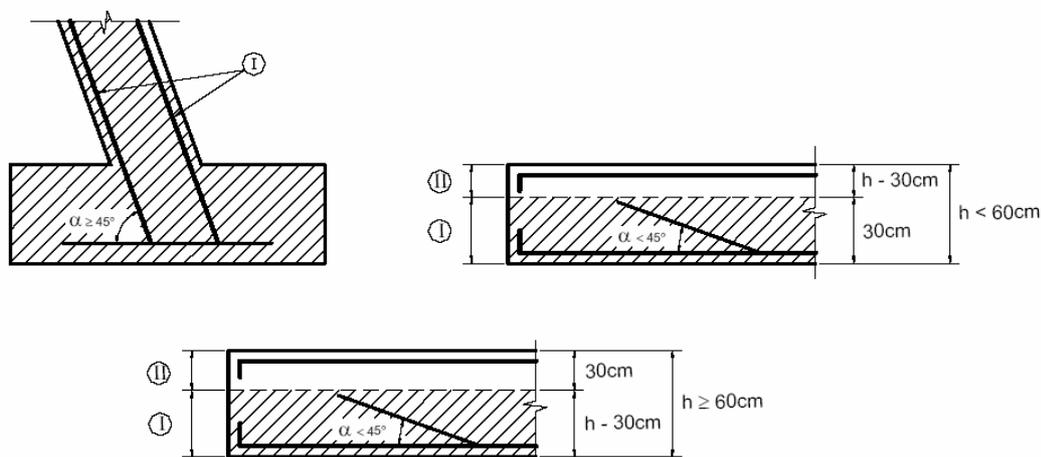


Figura 2.10 – Regiões de boa (I) e de má (II) aderência.

Os trechos das barras em outras posições, quando do uso de fôrmas deslizantes, devem ser considerados em má situação quanto à aderência.

Para a determinação da resistência de aderência, segundo a norma NBR 6118 (2003) entre o concreto e a armadura é necessária ao cálculo do comprimento de ancoragem das barras.

A resistência de aderência depende de vários fatores, entre eles, a resistência do concreto, a rugosidade da superfície da barra, a posição da barra na massa de concreto (situação de aderência) e o diâmetro da barra.

A distribuição da tensão de aderência sobre o comprimento de ancoragem não é linear para aplicações práticas e de projeto, considera-se seguro considerar uma tensão média de valor constante (LEONHARDT; MÖNNIG, 1982), conforme mostrado na Figura 2.11.

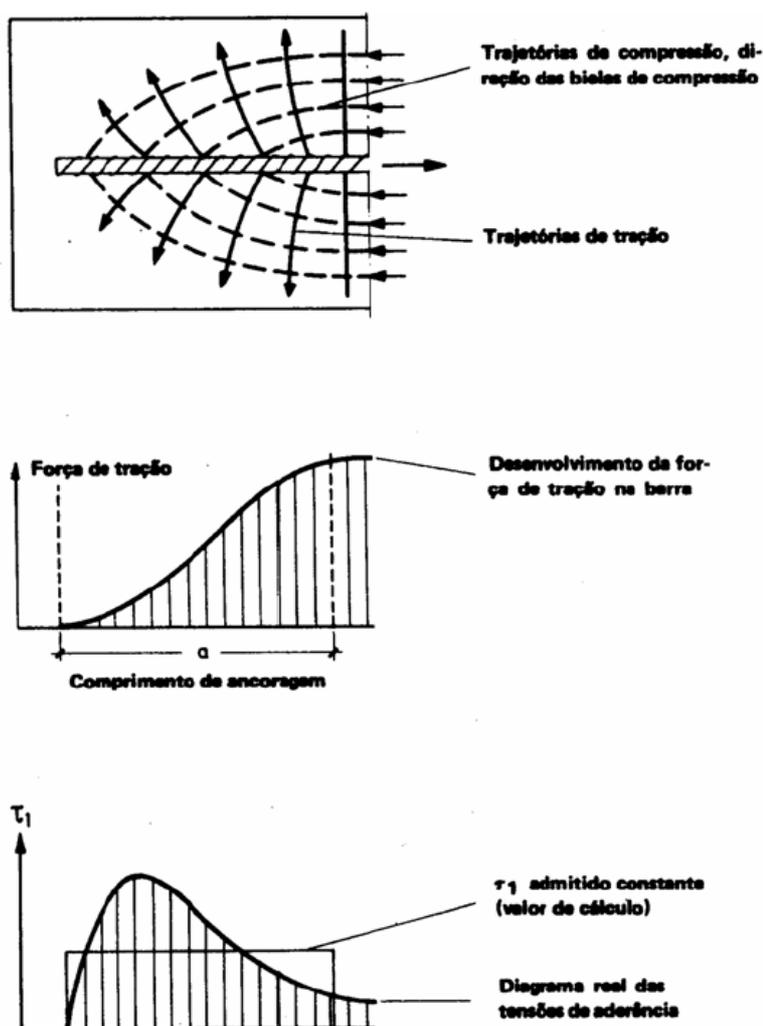


Figura 2.11 – Diagrama de tensões de aderência na ancoragem reta de barra de aço (LEONHARDT; MÖNNIG, 1982).

Segundo a NBR 6118 (2003) , a resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto, na ancoragem de armaduras passivas, deve ser obtida pela Equação 2.1, que é idêntica à apresentada pelo CEB – FIP Model Code 90 (1991).

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

f_{ctd} = resistência de cálculo do concreto à tração, dada pela Equação 2.2:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{cm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{\gamma_c} \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad \text{Equação 2.2}$$

η_1 = parâmetro que considera a rugosidade da barra de aço:

$$\eta_1 = 1,0 \text{ barras lisas} = 1,4 \text{ barras entalhadas} = 2,25 \text{ barras nervuradas.}$$

η_2 = parâmetro que considera a posição da barra durante a concretagem:

$$\eta_2 = 1,0 \text{ situações de boa aderência} = 0,7 \text{ situações de má aderência.}$$

η_3 – parâmetro que considera o diâmetro da barra:

$$\eta_3 = 1,0 \text{ para } \varphi < 32 \text{ mm e } (132 - \varphi)/100, \text{ para } \varphi > 32 \text{ mm.}$$

Onde φ = diâmetro da barra em mm.

A NBR 6118 (2003) recomenda que todas as barras da armadura devem ser ancoradas de modo que os esforços a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidos ao concreto, o que pode ser obtido simplesmente pela aderência entre o concreto e a barra de aço, por meio de dispositivos mecânicos, ou pela combinação de ambos.

O comprimento de ancoragem de uma barra de aço depende da qualidade e da resistência do concreto, da posição e inclinação da barra na peça, da força de tração na barra e da conformação superficial da barra (saliências, entalhes, etc.).

O comprimento de ancoragem básico de uma barra reta é definido pela norma NBR 6118 (2003) como o “comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite $A_s \cdot f_{yd}$ nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} ”, conforme esquema da Figura 2.12, onde a força na barra ($R_{st} = A_s \cdot f_{yd}$) é equilibrada pela tensão de aderência aplicada ao concreto (Equação 2.3).

$$R_{st} = f_{bd} \cdot 2p \cdot l_b, \text{ sendo } 2p \text{ igual ao perímetro da barra.} \quad \text{Equação 2.3}$$

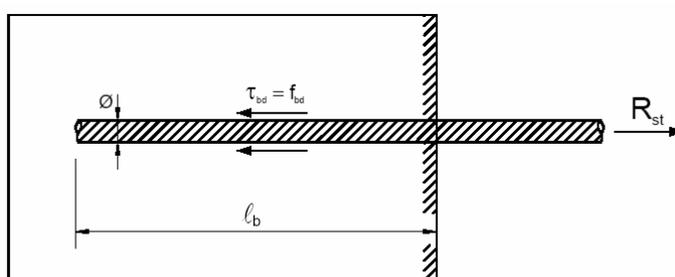


Figura 2.12 – Comprimento de ancoragem básico de uma barra reta.

Substituindo R_{st} por $A_s \cdot f_{yd}$ na Equação 2.3 e, considerando $2p = \pi \cdot \phi$ e $A_s = \pi \cdot \phi^2/4$ tem-se:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad \text{Equação 2.4}$$

A Equação 2.4 é definida pela NBR 6118 (2003) como “comprimento de ancoragem básico”, isto é, o comprimento reto necessário para uma barra de armadura passiva ancorar a força limite $A_s \cdot f_{yd}$ nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} . A referida norma também define o “comprimento de ancoragem necessário” ($l_{b,nec}$), que leva em consideração a existência ou não de gancho e a relação entre a armadura calculada ($A_{s,calc}$) e a armadura efetivamente colocada ($A_{s,ef}$).

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad \text{Equação 2.5}$$

Onde:

$\alpha_1 = 1,0$ barras sem gancho;

$\alpha_1 = 0,7$ barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3 \phi$;

l_b = comprimento de ancoragem básico;

$A_{s,calc}$ = área da armadura calculada;

$A_{s,ef}$ = área da armadura efetiva.

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3.l_b \\ 10.\phi \\ 100mm \end{cases}$$

A proporção máxima de barras tracionadas da armadura principal emendadas por traspasse na mesma seção transversal do elemento estrutural deve ser a indicada na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Proporção máxima de barras tracionadas emendadas.

Tipo de barra	Situação	Tipo de carregamento	
		Estático	Dinâmico
Alta aderência	Em uma camada	100%	100%
	Em mais de uma camada	50%	50%
Lisa	$\phi \leq 16$ mm	50%	25%
	$\phi \geq 16$ mm	25%	25%

A emenda por traspasse não é permitida para barras com bitola maior que 32 mm, tirantes e pendurais (elementos estruturais lineares de seção inteiramente tracionada) e feixes cujo diâmetro do círculo de mesma área seja superior a 45 mm.

O funcionamento das emendas por traspasse não passa de uma dupla ancoragem das barras de aço, ou seja, depende da integridade do concreto que envolve as barras. Para isso, há a necessidade de uma armadura de costura (estribos) adequada, que pode ser auxiliada por campos de compressão transversais.

Com o objetivo de combater as tensões transversais de tração, que podem originar fissuras na região da emenda, a norma NBR 6118 (2003) recomenda a adoção de armadura transversal à emenda.

Para armadura principal tracionada, quando $\phi < 16$ mm ou a proporção de barras emendadas na mesma seção for menor que 25 %, a área da armadura transversal deve resistir a 25 % da força longitudinal atuante na barra.

Quando $\phi \geq 16$ mm ou a proporção de barras emendadas na mesma seção for maior ou igual a 25 %, a armadura transversal deve:

- Ser capaz de resistir a uma força igual à de uma barra emendada, considerando os ramos paralelos ao plano da emenda;
- Ser constituída por barras fechadas se a distância entre as duas barras mais próximas de duas emendas na mesma seção for $< 10 \phi$ (ϕ = diâmetro da barra emendada);
- Concentrar-se nos terços extremos da emenda.

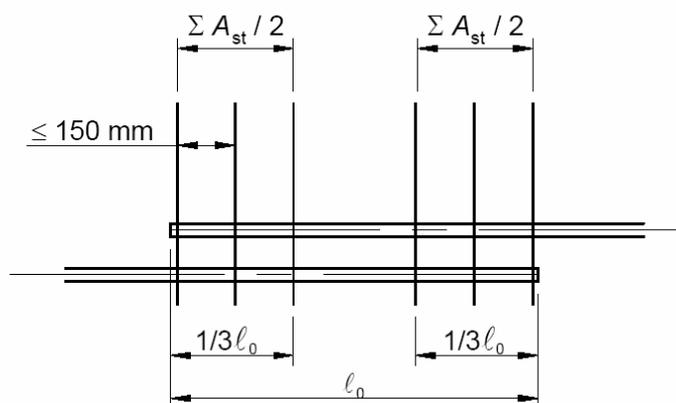


Figura 2.13 – Disposição da armadura transversal nas emendas de barras tracionadas.

No caso de barras comprimidas, devem ser mantidos os critérios estabelecidos para o caso de armadura principal tracionada, com pelo menos uma barra de armadura transversal posicionada 4ϕ além das extremidades da emenda (NBR 6118, 2003).

2.2.4 Aderência sob carregamento cíclico

A história do carregamento é um dos fatores mais importantes para influenciar o comportamento da aderência, entre o aço e o concreto. Apesar disso, a maioria das recomendações de normas se baseiam em experimentos com carregamento estático de curta duração (VALLE, 1994).

O carregamento cíclico é classificado em dois tipos segundo o CEB 151 (1982): de carga cíclica reversa e não reversa, sendo função da ocorrência ou não da inversão do sentido de carregamento sobre a armadura. Também se pode realizar esse carregamento em baixo e alto número de ciclos de carga. No primeiro grupo o carregamento tem intensidade alta com poucas repetições e no segundo, baixa intensidades e muitas repetições (caso de ruptura por fadiga).

O presente trabalho se encontra na interface entre esses dois grupos pois, não se busca a ruptura por fadiga e sim imprimir um carregamento cíclico nas emendas dos postes com intensidade de carga similar à carregamentos de vento que o poste está sujeito a sofrer ao longo de sua vida útil (até 40% da carga última da seção).

Com esse carregamento, busca-se reproduzir o estado das emendas de postes em operação, já que, segundo BRESLER;BERTERO (1968) a ação de cargas repetidas acarretam a redução da rigidez dessa emenda, ou seja, um decréscimo da declividade da curva carga-deslocamento.

2.2.5 Estruturas com comprimento de traspasse deficiente

Ensaio realizados com corpos-de-prova com emendas por traspasse de 20 diâmetros apresentaram deterioração da emenda antes de atingir o momento resistente da seção crítica (ABOUTAHA et al., 1996 e CHAI et al., 1991). Esses mesmos estudos indicam que o encamisamento metálico dessas emendas, mesmo as que já apresentam sinais de deterioração, foi efetivo no caso de carregamentos cíclicos de barras comprimidas, apresentando comportamento dútil.

VALLUVAN et. al (1993) mostrou a fragilidade da emenda de alguns pilares, que apresentaram rupturas frágeis com aproximadamente dois terços da carga nominal da seção, quando submetidos a carregamento cíclico. Nesse caso, o

encamamento metálico, aumento de seção com graute e a soldagem das barras foram estudadas como alternativas de reforço e melhoraram a eficiência da emenda.

MELEK; WALLACE (2004) estudando emendas por traspasse dimensionadas à compressão, com comprimento de traspasse de 20 diâmetros, moldaram 6 corpos-de-prova de seção transversal quadrada onde foi aplicada uma carga axial constante enquanto se imprimia um histórico de carregamento lateral nos mesmos a partir do topo. O arranjo do ensaio encontra-se na Figura 2.14.

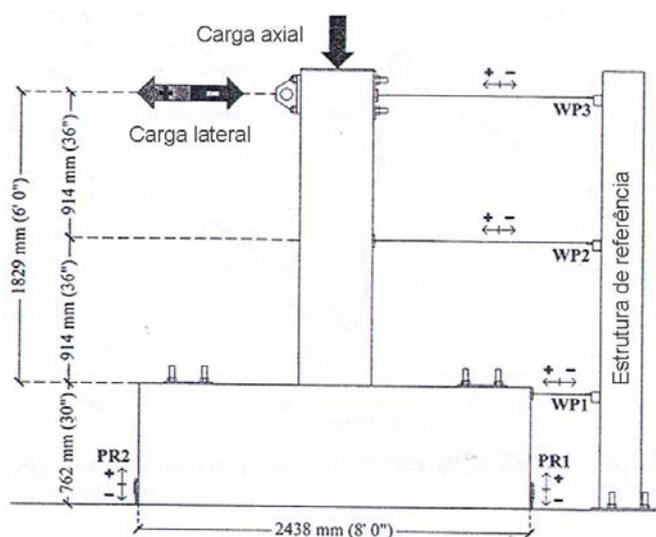


Figura 2.14 – Arranjo do ensaio (MELEK; WALLACE, 2004).

Uma comparação com o comprimento de traspasse requerido pelo ACI 318 (2002) esperava uma falha da emenda por traspasse com cargas entre 60 e 70% do momento fletor de cálculo. Entretanto, com aplicação de carga lateral que ocasionou flecha no topo entre 1,0% e 1,5% do comprimento do pilar, a ruptura dos corpos-de-prova foi entre 95% e 104% do momento fletor de cálculo.

Essa ruptura mostrou deterioração da emenda pois, para a carga aplicada, a flecha no topo variou de 1,5 a 2,5 vezes a prevista em cálculo desconsiderando a degradação da emenda. A Figura 2.15 mostra o aspecto da fissuração de um dos corpos-de-prova dessa série no momento da ruptura da emenda.



Figura 2.15 – Fissuração típica de todos os corpos-de-prova no momento da ruptura.

A ruptura de todos os corpos-de-prova foi frágil, não se conseguindo manter a carga lateral aplicada. Como exemplo, com carregamento lateral originando flecha igual a 7% do comprimento da peça, apenas 20% da carga de pico conseguiu ser aplicada. A Figura 2.16 mostra o aspecto de um dos corpos-de-prova quando se atingiu esse nível de deformação lateral.

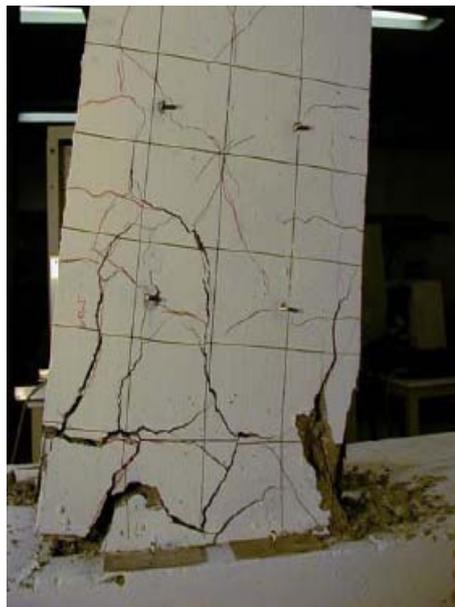


Figura 2.16 – Aspecto de um dos corpos-de-prova após flecha no topo igual a 7% do comprimento da peça.

A Figura 2.17 mostra o diagrama normalizado da razão entre a carga aplicada no ensaio e a teórica de ruptura da seção pela deformação medida.

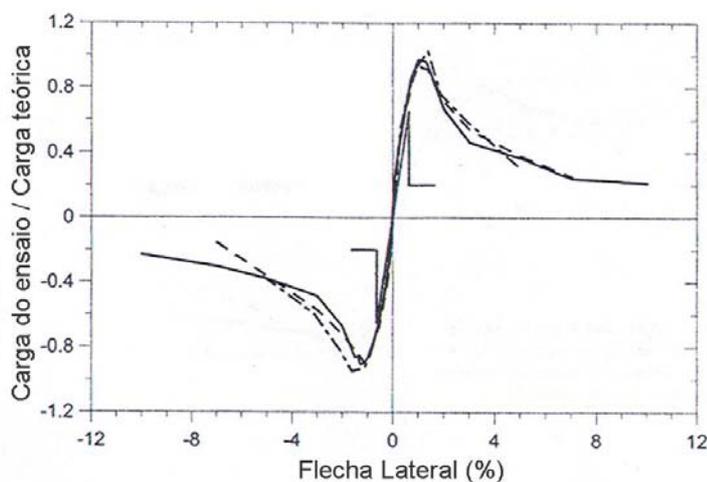


Figura 2.17 – Diagrama carga pela deformação de alguns dos corpos-de-prova de MELEK;WALLACE (2004).

Ou seja, para a mesma carga axial, quanto maior a deformação (flecha) lateral, menor é a carga de ruptura efetiva da emenda quando comparada com a teórica para essas estruturas com comprimento de traspasse deficiente. No caso dos postes de concreto aqui estudados, valores de flecha superiores a 5% podem ser encontrados, podendo a emenda falhar com cargas significativamente inferiores às de cálculo.

2.2.6 Emendas por traspasse com concretos de alta resistência

Pela ausência de ensaios relativos à emendas por traspasse em concretos de alta resistência algumas normas, como o ACI 318 (2002), fixaram um limite arbitrário da resistência do concreto para o cálculo do comprimento de traspasse, de 69 MPa, no caso do ACI 318 (2002).

AZIZINAMINI et al. (1999), com o intuito de alterar ou até mesmo eliminar esse limite, ensaiaram 70 vigas de concreto com emendas por traspasse no meio do vão, variando a bitola da armadura, o espaçamento e a bitola dos estribos, o cobrimento de traspasse na emenda e o comprimento de traspasse, variando desde valores abaixo até valores acima do recomendado pelo ACI 318 (2002).

Segundo AZIZINAMINI et al. (1993) a distribuição das tensões de aderência em concreto convencional é dada conforme a Figura 2.18, onde a nervura da barra mais próxima da extremidade do traspasse comprime o concreto até provocar um esmagamento local do mesmo. Com esse esmagamento, há aumento da deformação nessa região e a segunda nervura passa a comprimir o concreto, até provocar outro esmagamento local e assim sucessivamente, até que todas as nervuras da emenda contribuam com a aderência.

Em concreto de alta resistência, esse esmagamento é mais difícil de ocorrer fazendo que o processo acima não se repita totalmente e que apenas algumas nervuras mais próximas ao término do traspasse equilibrem a tensão de tração a qual a barra emendada está sendo submetida (Figura 2.18).

AZIZINAMINI et al. (1993) alegam que como a resistência de aderência é proporcional à resistência à compressão do concreto enquanto a resistência à tração do mesmo é proporcional a raiz quadrada desse valor (ACI 318, 2002), há maior tendência da ruptura do traspasse ocorrer pelo fendilhamento do concreto próximo às primeiras nervuras (mais carregadas) do que pelo arrancamento das barras de aço.

Por exemplo, um aumento na resistência à compressão de 3 vezes, resulta em uma resistência de aderência três vezes maior. Essa força de aderência gera esforços radiais de tração também 3 vezes maiores, entretanto, o aumento da resistência a tração do concreto, que é função da raiz quadrada de f_c no caso do ACI 318 (2002) e da raiz cúbica do quadrado de f_c no caso da NBR 6118 (2003), é de 1,73 e 2,08, respectivamente.

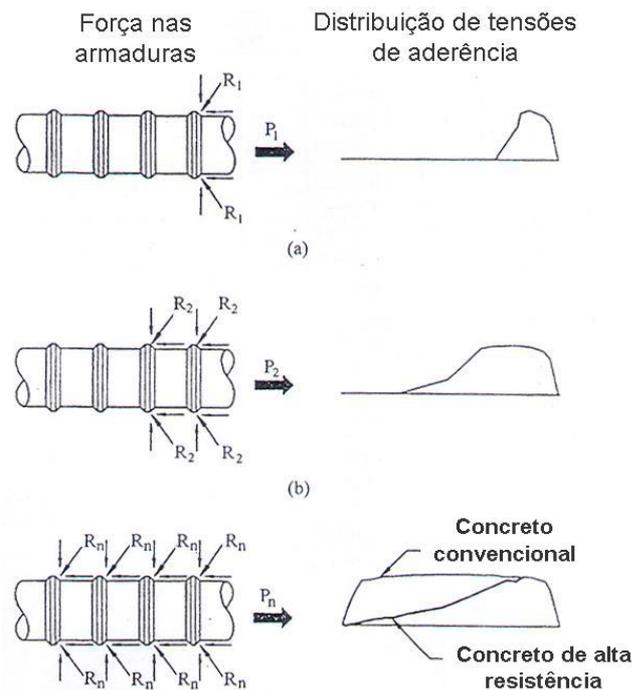


Figura 2.18 – Distribuição das tensões de aderência (AZIZINAMINI et al., 1993).

Por esse motivo AZIZINAMINI et al. (1999) afirma que o aumento do comprimento de traspasse não é uma forma eficiente de se aumentar a resistência de aderência, verificaram que, em concretos de alta resistência, podendo inclusive ser não trazer melhoria alguma.

Levando em conta o mecanismo acima descrito, uma forma efetiva de se obter ductilidade e evitar o destacamento do concreto (fendilhamento) na região do traspasse é acrescentar armadura transversal na emenda. O aumento do cobrimento de concreto não se mostrou efetivo nesse estudo.

Segundo AZIZINAMINI et al. (1999), quando os comprimentos de traspasse são maiores ou iguais ao especificado pelo ACI 318 (2002) uma pequena taxa de armadura transversal já é suficiente para se obter ruptura dútil e evitar destacamento do concreto.

Por exemplo, emendas com comprimento de traspasse 27% superior ao recomendado pelo ACI 318 (2002), com barras longitudinais de 35 mm de diâmetro e cobrimento de concreto igual ao diâmetro da barra apresentaram ruptura frágil e destacamento de concreto quando não foi colocado armadura transversal. Entretanto,

mesmo com leve armadura transversal, com espaçamento de estribos (diâmetro de 6 mm) de 25 cm de centro a centro das barras, já foi suficiente para a obtenção de ruptura dútil, contendo o destacamento do concreto de cobrimento.

Também segundo AZIZINAMINI et al. (1999), quando os comprimentos de traspasse são inferiores ao especificado pelo ACI 318 (2002) há necessidade de se aumentar significativamente a armadura transversal para se obter ruptura dútil e evitar destacamento do concreto.

Por exemplo, emendas com comprimento de traspasse 29% inferior ao recomendado pelo ACI 318 (2002), com barras longituniais de 35 mm de diâmetro e cobrimento de concreto igual ao dobro do diâmetro da barra apresentaram ruptura frágil e destacamento de concreto mesmo com espaçamento de estribos (diâmetro de 10 mm) de 15 cm e 11 cm de centro a centro das barras. Para esse comprimento de traspasse, apenas um espaçamento de 6 cm garantiu ruptura dútil e impediu o destacamento do concreto.

Também estudando o efeito da armadura transversal em emendas por traspasse, HAMAD;NAJJAR (2002) constataram aumento da ductilidade na medida em que se aumentava a quantidade de estribos (de 0 até 4) na região do traspasse nas três séries estudadas.

2.3. Análise estrutural dos postes de concreto

2.3.1 Introdução de segurança na verificação de estruturas

Quando se introduz a segurança para verificação da capacidade portante de seções críticas de um elemento estrutural os valores característicos das resistências são minorados pelo coeficiente γ_c , chegando-se nos valores de cálculo para as resistências.

Este coeficiente é decomposto em três fatores, que são γ_{c1} , γ_{c2} e γ_{c3} . O primeiro leva em consideração a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo, com menor probabilidade de ocorrência. O segundo considera as diferenças entre a resistência efetiva do material

da estrutura e a resistência medida em corpos-de-prova padronizados. Já o terceiro leva em consideração possíveis imperfeições ou defeitos localizados de concretagem e também incertezas existentes na determinação dos esforços resistentes em decorrência do método de cálculo utilizado.

Empregando estes valores de cálculo para definição das características reológicas do concreto obtém-se uma deformabilidade excessiva para a estrutura, percebendo-se que este parâmetro está exagerado (OLIVEIRA, 2004).

FRANÇA (1991) sugeriu parâmetros de projeto relativos à deformabilidade, pois a probabilidade de ocorrência destes fenômenos simultaneamente em todas as seções é muito baixa. O presente trabalho utiliza os mesmos parâmetros para consideração das hipóteses básicas para o cálculo das deformações e esforços sugeridos por FRANÇA (1991) e adotados pela NBR 6118 (2003).

As condições analíticas de segurança estabelecem que as resistências de cálculo não devem ser menores que as solicitações de cálculo e devem ser verificadas em relação a todos os estados limites e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerada, ou seja, em qualquer caso deve ser respeitada a condição:

$$R_d \geq S_d \quad \text{Equação 2.6}$$

Onde S_d são as solicitações ou efeitos das ações externas sobre a estrutura nos seus valores de cálculo e R_d os esforços resistentes de cálculo determinados a partir dos valores das resistências dos materiais.

A norma NBR 8681 (2003) de ações e segurança nas estruturas especifica dois formatos para a introdução da segurança, são eles:

$$\text{Formato I: } S_d = S_d (\gamma_{f1} \cdot \psi_o \cdot \gamma_{f3} \cdot F_k)$$

$$\text{Formato II: } \gamma_{f3} \cdot S(\gamma_{f1} \cdot \psi_o \cdot F_k)$$

Sendo:

F_k – Ação, força aplicada à estrutura, com seu valor característico ou de referência;

γ_{f1} – Coeficiente de majoração das ações, que leva em conta a variabilidade própria de cada ação;

ψ_o – Coeficiente de combinação das ações, que leva em conta a probabilidade de atuação de diferentes ações em seus valores máximos;

γ_{f3} – Coeficiente de majoração, que leva em conta imperfeições do modelo de cálculo que possam afetar a intensidade dos efeitos estruturais de interesse para a segurança.

O formato I é o tradicionalmente utilizado nas estruturas, entretanto, quando da análise de problemas com não-linearidade física e geométrica, ao se majorarem as ações com o valor total dos coeficientes de segurança γ_f , superestimam-se os efeitos na estrutura. Para corrigir esse fato, foi introduzido o formato II, onde se subdivide o coeficiente de majoração em três parcelas ($\gamma_{f1}, \gamma_{f2}, \gamma_{f3}$), cada qual tratando de uma origem de aleatoriedade.

A norma de ações e segurança, NBR 8681 (2003), prescreve de forma clara que nas análises com não-linearidade geométrica deve ser adotado o formato II, tomando-se, para γ_{f3} , um valor superior ou igual a 1,1. Adotar-se-á γ_{f3} igual a 1,10, os valores de γ_{f1} são calculados a partir dos valores de γ_f divididos por γ_{f3} .

Portanto, as deformações e solicitações da estrutura são calculadas com uma combinação de carregamento dada por $\frac{\gamma_f}{\gamma_{f3}} \times \psi_o \times F_k$ e com curvas momento-curvatura construídas a partir de diagramas tensão-deformação baseados em valores dados por $1,3 \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$ para o concreto e f_{yd} para o aço. Após esse procedimento, os esforços serão majorados de γ_{f3} e comparados com os esforços resistentes de cálculo obtidos para o diagrama tensão-deformação do concreto elaborados para $0,85 \cdot f_{cd}$ (seção transversal mais solicitada e é condicionante da capacidade portante da peça).

2.3.2 Hipóteses básicas de projeto

Para se obter uma estrutura de concreto armado estável é importante que se determine quais são as hipóteses básicas para consideração dos cálculos das deformações e esforços solicitantes.

As hipóteses básicas que serão adotadas para a construção das relações momento-curvatura de barras de concreto armado são as consideradas por FRANÇA (1991).

Estas hipóteses constituem alguns dos parâmetros que regem as análises não-lineares de segunda ordem. Entende-se por análises não-lineares as análises que levam em conta a não-linearidade física dos materiais e a não-linearidade geométrica das estruturas. As hipóteses adotadas são:

- As seções transversais ao eixo longitudinal da peça permanecem planas e normais ao eixo deformado até o estado limite último (ELU);
- A variação das deformações nas barras da armadura é igual à variação adjacente das deformações do concreto;
- O Estado Limite Último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos pela NBR 6118 (2003) e mostrados na Figura 2.19;

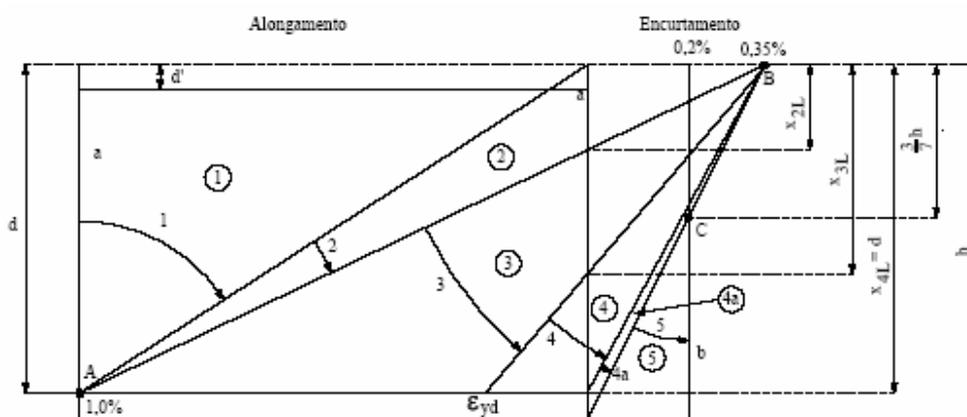


Figura 2.19 – Domínios de deformações que caracterizam o Estado Limite Último.

- Domínio 1 – tração não uniforme sem compressão;
 - Domínio 2 – flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < 0,35\%$) com o máximo alongamento permitido para o aço;
 - Domínio 3 - flexão simples (seção sub-armada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s > \epsilon_{yd}$);
 - Domínio 4 – flexão simples (seção super-armada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);
 - Domínio 4a – flexão composta com armaduras comprimidas;
 - Domínio 5 – compressão não uniforme, sem tração;
 - Reta b – compressão uniforme.
- As leis constitutivas (salvo o que concerne à fluência) são consideradas independentes do tempo e de carregamentos anteriores;
 - A colaboração do concreto à tração será desconsiderada no cálculo;
 - As considerações feitas neste trabalho valem para concretos constituídos de agregados normais, com resistência na faixa de 20 a 50 MPa, ou seja, estão excluídos concretos de alta resistência e concretos com agregados leves.

Admite-se que a relação tensão-deformação do concreto, para análises no estado limite último, será empregado o diagrama tensão-deformação mostrado na Figura 2.20, empregados nos ábacos de OLIVEIRA (2004), que são utilizados nesse trabalho.

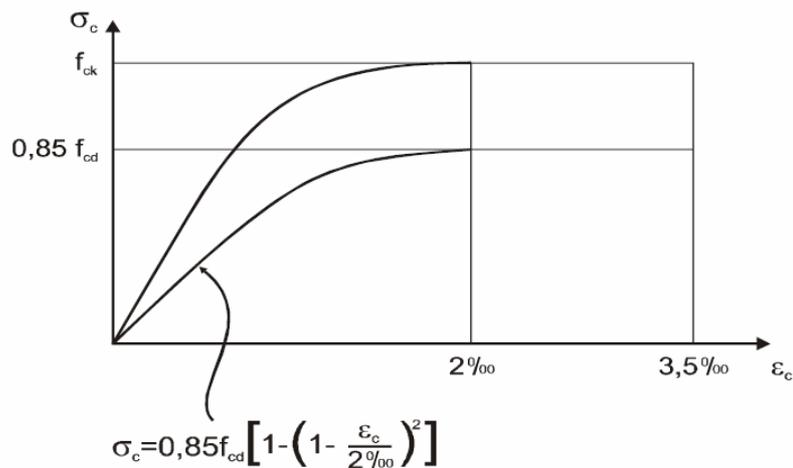


Figura 2.20 – Diagrama tensão-deformação para o concreto utilizado nesse trabalho.

São adotadas as definições de domínios da norma NBR 6118 (2003), diagrama tensão-deformação definido pela parábola-retângulo e fator a (Rüsch) igual a 0,85 para verificação da capacidade resistente das seções críticas. Nesse caso, como a ação principal (vento) não é de longa duração, não se considerará a deformação lenta do concreto.

A relação tensão-deformação do aço que é utilizado usualmente nas construções pode ser simplificada conforme diagrama da Figura 2.21.

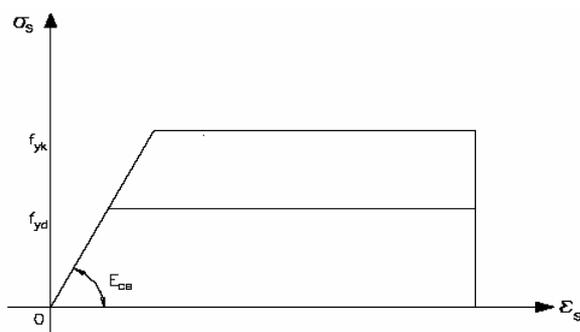


Figura 2.21 – A relação tensão-deformação do aço.

Essa simplificação é adotada pela NBR 6118 (2003), assim como pelo CEB. O MC-90 do CEB limita a aplicação de suas regras a aços normais com tensões de escoamento características até 500 MPa (CA-50) e a NBR 6118 (2003) admite para o módulo de elasticidade E_s o valor de 210 GPa.

Nesta tese será adotada para o aço a relação tensão-deformação acima, onde o módulo de elasticidade do aço na região de resposta linear é como constante e igual a 210 GPa. Para o valor de f_y será sempre tomado f_{yk}/γ_s com γ_s igual a 1,15, seja para o cálculo das deformações e esforços solicitantes, seja para a verificação da capacidade portante das seções críticas.

2.3.3 Análise não-linear

Para a análise estrutural dos postes de concreto estudados nesta tese, há necessidade de se considerar o comportamento não-linear de estruturas de concreto armado, analisando a não-linearidade física do material e a não-linearidade geométrica da estrutura.

O conhecimento da rigidez da peça é de grande importância para determinação da deformabilidade e da estabilidade da estrutura.

A não-linearidade física é usualmente definida a partir das relações momento-curvatura, porém, para uso prático, pode ser mais conveniente usar relações momento-normal-rigidez secante, pois estas relações fornecem diretamente os valores necessários às etapas de análises lineares nas quais são decompostas as análises não-lineares (OLIVEIRA, 2004).

FRANÇA (1991) propôs uma linearização das relações momento-curvatura sob a forma de rigidez secante, sendo possível construir ábacos de interação ($M_u - N_u$) nos quais estão também traçadas curvas de rigidez secante adimensional.

A linearização proposta por FRANÇA (1991) toma como base as curvas momentocurvaturas construídas a partir do diagrama tensão-deformação parábola-retângulo e valores de $\alpha_{fc} = 0,85 \cdot 1,3 f_{cd}$, $f_y = f_{yd}$ e $\gamma_{f3} = 1,10$. Ela consiste em substituir a relação momento-curvatura por uma reta que liga a origem do diagrama (A) ao ponto (B) correspondente à interseção entre o momento fletor último dividido por γ_{f3} (M_{ud}/γ_{f3}) e a curva momento-curvatura conforme Figura 2.22.

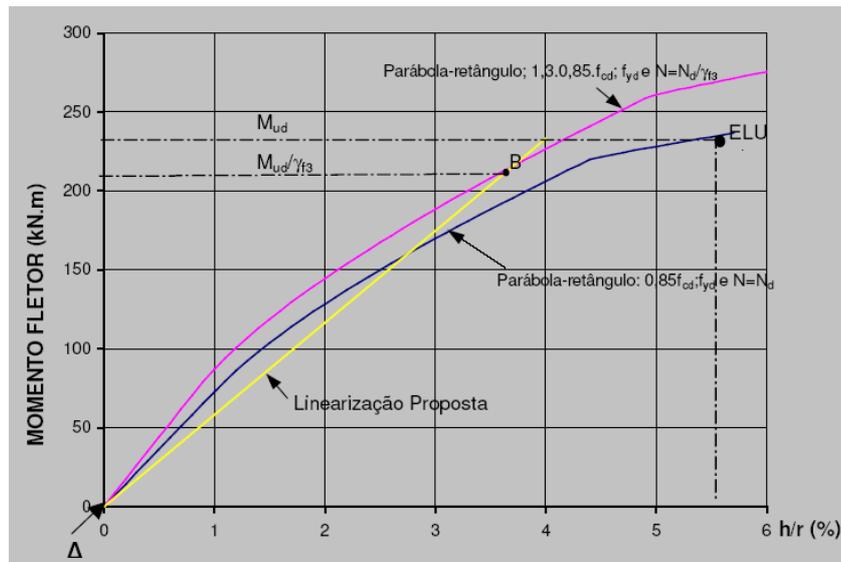


Figura 2.22 – Linearização das relações momento-curvatura proposta por FRANÇA (1991).

OLIVEIRA (2004), utilizando a metodologia de FRANÇA (1991) construiu ábacos para seção circular vazada (caso dos postes analisados) para valores de d'/h (distância entre a superfície exterior da peça e o centro das armaduras dividida pelo diâmetro da peça) igual a 0,05, 0,10 e 0,15. Esses ábacos, apresentados na Figura 2.23, na Figura 2.24 e na Figura 2.25, serão utilizados na consideração da não linearidade física na verificação da capacidade resistente dos postes aqui estudados.

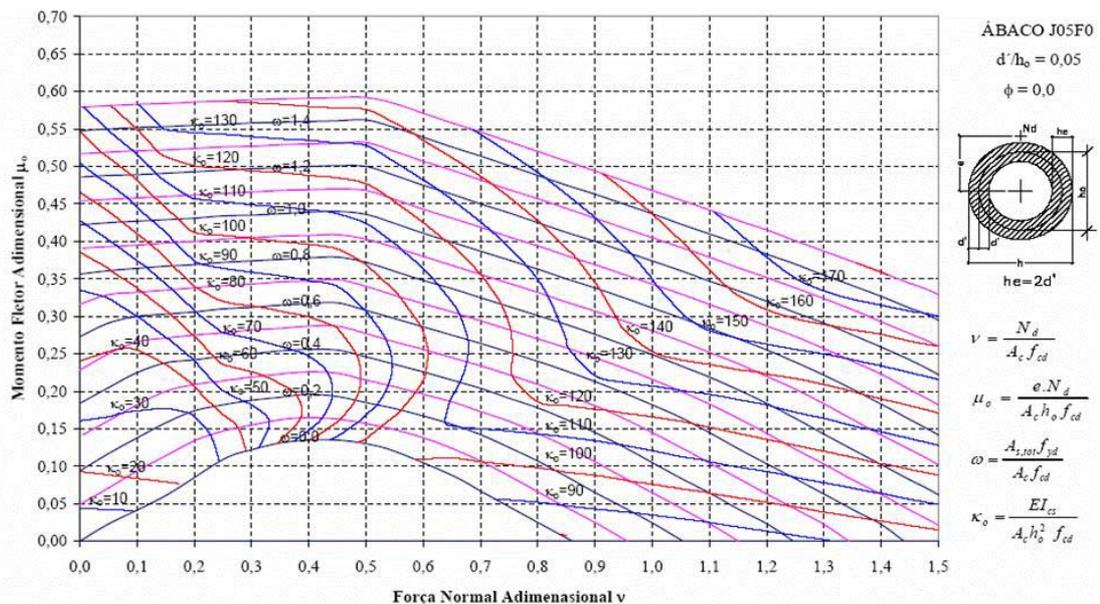


Figura 2.23 – Ábaco construído por OLIVEIRA (2004) para seção circular vazada (caso dos postes analisados) para d'/h igual a 0,05.

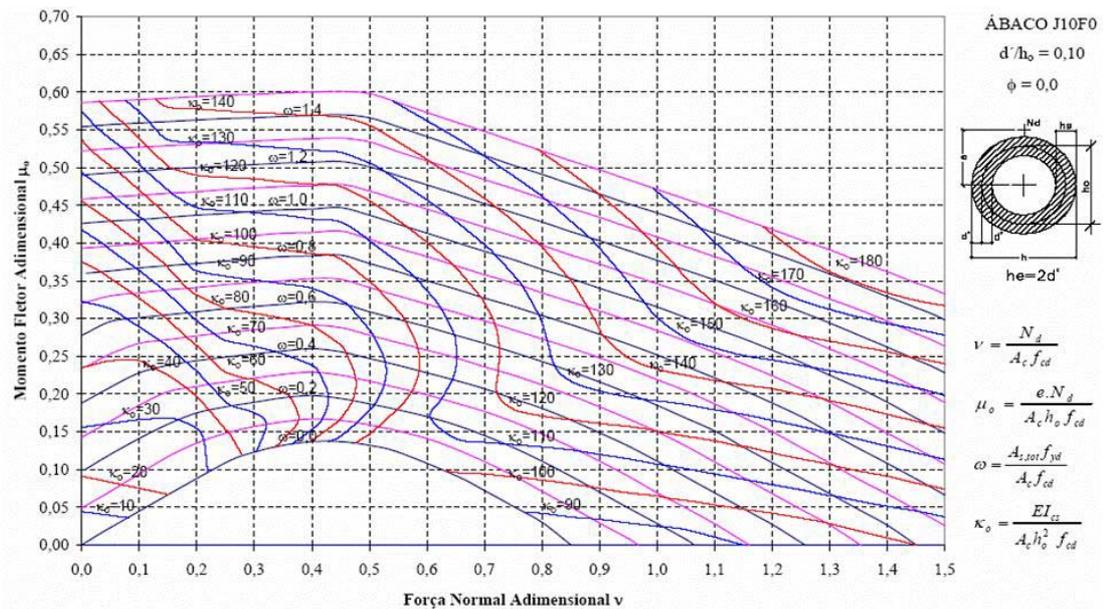


Figura 2.24 – Ábaco construído por OLIVEIRA (2004) para seção circular vazada (caso dos postes analisados) para d'/h igual a 0,10.

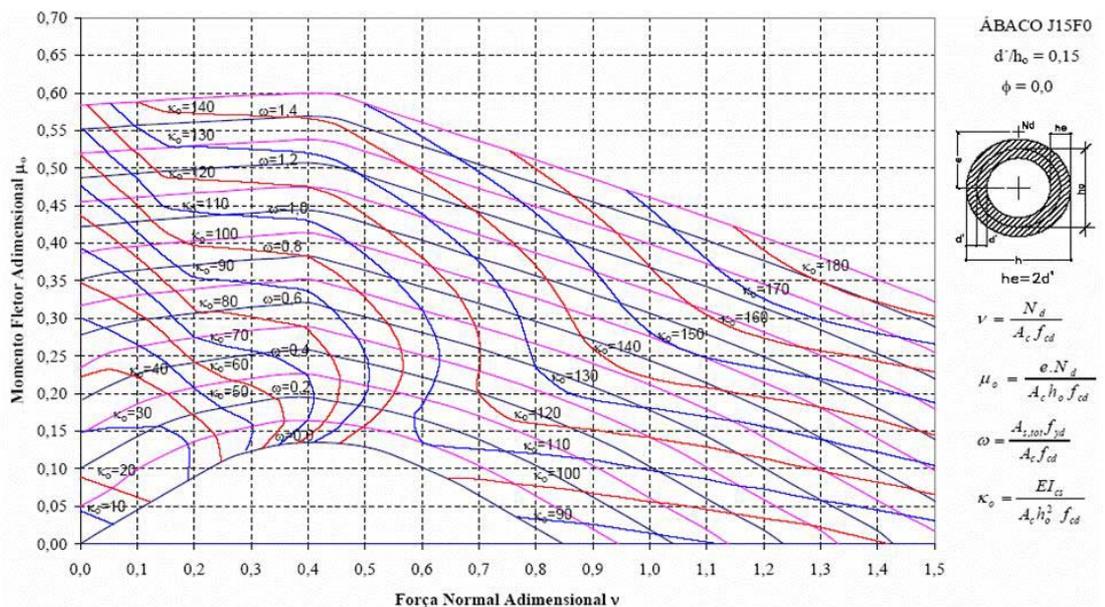


Figura 2.25 - Ábaco construído por OLIVEIRA (2004) para seção circular vazada (caso dos postes analisados) para d'/h igual a 0,10.

Já a não linearidade geométrica da estrutura será considerada por aproximações sucessivas pelo processo P- Δ . Na 1ª etapa faz-se uma análise linear de 1ª ordem, calculando-se os deslocamentos horizontais a_i em diferentes pontos da estrutura, como pode ser visto na Figura 2.26.

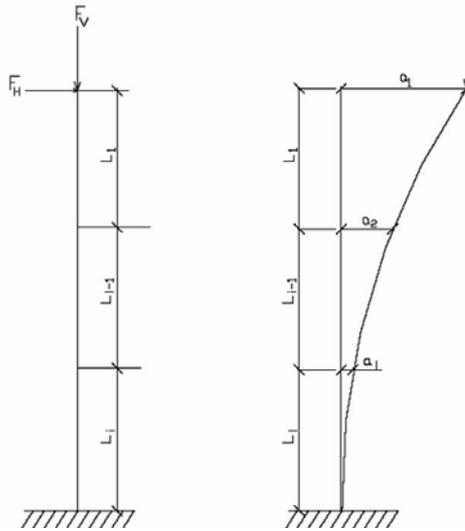


Figura 2.26 – 1ª etapa do processo P- Δ .

Na 2ª etapa são considerados os deslocamentos horizontais calculados na 1ª etapa, entretanto, ao invés de considerar essas deformações diretamente, admite-se novamente a configuração inicial, substituindo-se essas deformações por forças horizontais suplementares, como mostrado na Figura 2.27.

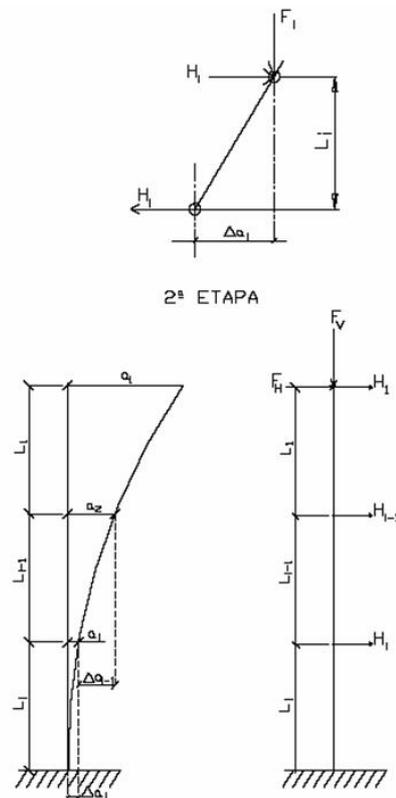


Figura 2.27 – 2ª etapa do processo P- Δ .

Sendo:

$$H_i = \frac{\Delta a_i}{l_i} \sum_{j=1}^i F_j - \frac{\Delta a_{i-1}}{l_{i-1}} \sum_{j=1}^{i-1} F_j \quad \text{Equação 2.7}$$

Onde:

$$\Delta a_{i-1} = a_{i-1} - a_i$$

$$\Delta a_i = a_i - a_{i+1}$$

Com isso, calculam-se os novos esforços horizontais, repetindo-se o processo quantas vezes for necessário. A estrutura é considerada estável quando os deslocamentos a_i e as forças fictícias H_i convergirem para valores finitos, não sofrendo mais alteração.

2.3.4 Carregamento do vento

O vento é a principal ação a ser considerada no projeto de postes de concreto armado para telefonia celular. Como no país não há norma específica para determinação dos esforços do vento em torres de telefonia celular, utilizar-se-á a norma NBR 6123 (1988) que fornece subsídios para o cálculo do vento em estruturas em geral.

O estudo do esforço do vento começa com a consideração dos fatores meteorológicos, onde a velocidade básica do vento (V_o) foi aferida em diversas regiões do Brasil, resultando nas isopletras apresentadas pela NBR 6123 (1988), mostradas na Figura 2.28.

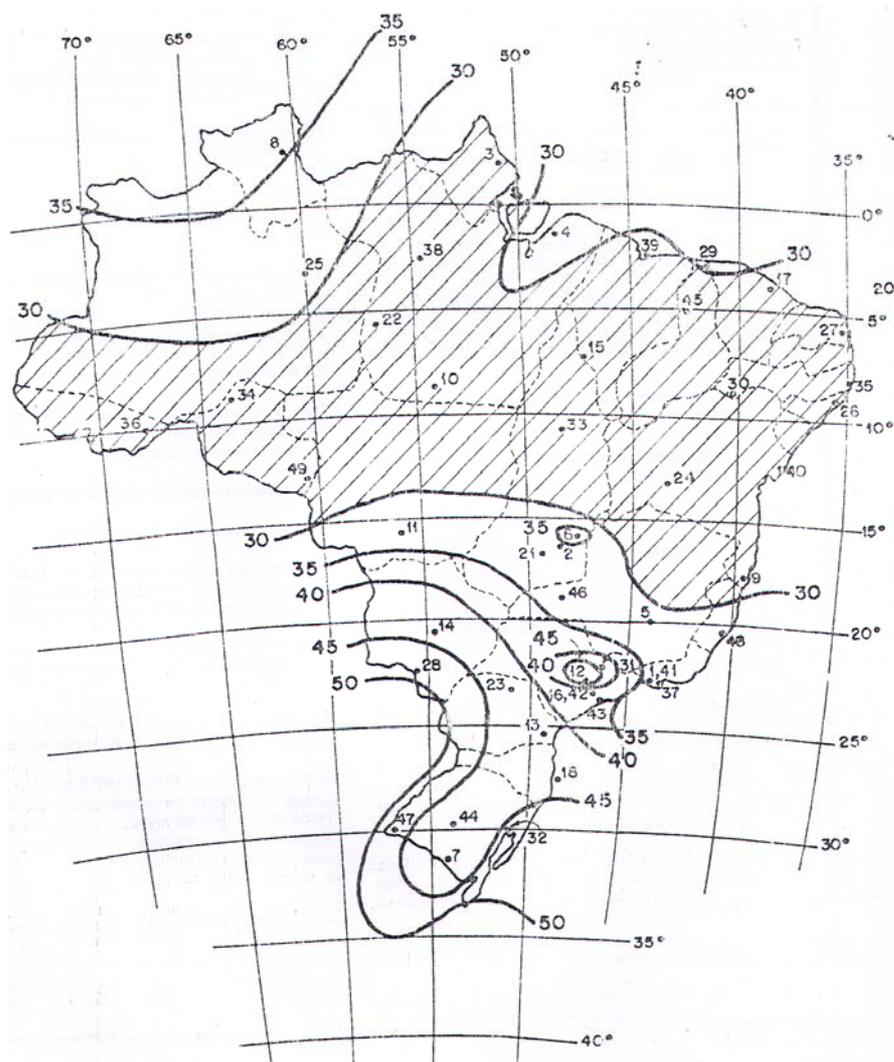


Figura 2.28 – Isopletas com a velocidade básica do vento (NBR 6123, 1988).

Essa velocidade básica é definida como a velocidade de uma rajada de vento de 3 segundos, medida 10 m acima do solo em terreno aberto e plano, que será excedida, em média, a cada 50 anos.

Em seguida, determina-se a velocidade característica do vento, segundo a Equação 2.8.

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad \text{Equação 2.8}$$

Onde S_1 é o fator topográfico, que considera o aumento da velocidade do vento na presença de morros ou taludes. O fator S_2 considera o perfil da velocidade do vento conforme o tipo de terreno. Já S_3 é o fator estatístico, que, nesse trabalho,

foi considerado igual a 1,10 (recorrência de 100 anos) com o intuito de que, após uma tempestade avassaladora, o sistema de telecomunicações continue funcionando, colaborando nas ações de socorro.

O tipo (rugosidade) de terreno para efeito da determinação de S_2 é dividido pela NBR 6123 (1988) em 5 categorias:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões;
- Categoria II: Terrenos abertos com poucos obstáculos;
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como muros e sebes;
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados;
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Como os postes estudados nesta tese são estruturas esbeltas, depois de determinada a velocidade característica do vento, deve-se calcular as forças do vento, com a consideração da resposta dinâmica da estrutura, que foi realizada segundo o modelo discreto da NBR 6123 (1988) que também seguem estudos de DAVENPORT (1967), assim como as norma canadense, americana, britânica, australiana e européia (CARRIL JR., 2000).

A ação do vento é dividida em uma parcela média e outra flutuante, conforme Equação 2.9 e a estrutura discretizada em n partes, podendo ser utilizada em postes com seção transversal variável ao longo da altura.

$$F(t) = \bar{F}_i + \tilde{F}(t) \quad \text{Equação 2.9}$$

A força média é dada pela Equação 2.10:

$$\bar{F}(z) = q_0 \times b^2 \times C_{ai} \times A_i \left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} \quad \text{Equação 2.10}$$

Onde C_{ai} é o coeficiente de arrasto da coordenada i , A_i é a área da face da torre na coordenada i , z_r é a altitude de referência onde se considera a velocidade média do vento na camada limite atmosférica, b e p são tabelados conforme rugosidade do terreno (ver) e q_0 é a pressão dinâmica do vento, dada pela Equação 2.11.

$$\bar{q}_0 = 0,613 \times \bar{V}_p^2, \text{ com } \bar{q}_0 \text{ em } \frac{N}{m^2} \text{ e } \bar{V}_p \text{ em } \frac{m}{s} \quad \text{Equação 2.11}$$

Tabela 2.2 – Expoente p e parâmetro b , segundo a NBR 6123 (1988).

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,150	0,185	0,230	0,310
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

Já a componente flutuante é dada pela equação 2.12.

$$\tilde{F}_i = F_H \times \psi_i \times \mu_i \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde:

$$\mu_i = \left(\frac{z_i}{H} \right)^\gamma$$

$$F_H = q_0 \times b^2 \times A_0 \times \frac{\sum_1^n \beta_i \times x_i}{\sum_1^n \psi_i \times x_i^2} \times \xi$$

$$\beta_i = C_{ai} \times \frac{A_i}{A_0} \times \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p$$

Onde m_0 e A_0 são massa e área de referência, respectivamente, ψ é a relação entre a massa na coordenada i e a massa de referência (m_i/m_0), γ é o expoente da forma modal e ξ é o coeficiente de amplificação dinâmica, que é apresentado pela

norma NBR 6123 (1988) para as cinco categorias de terreno (rugosidade) consideradas. A Figura 2.29 apresenta o gráfico dessa norma para a categoria IV, adotada para o estudo apresentado no Capítulo 4 desse trabalho.

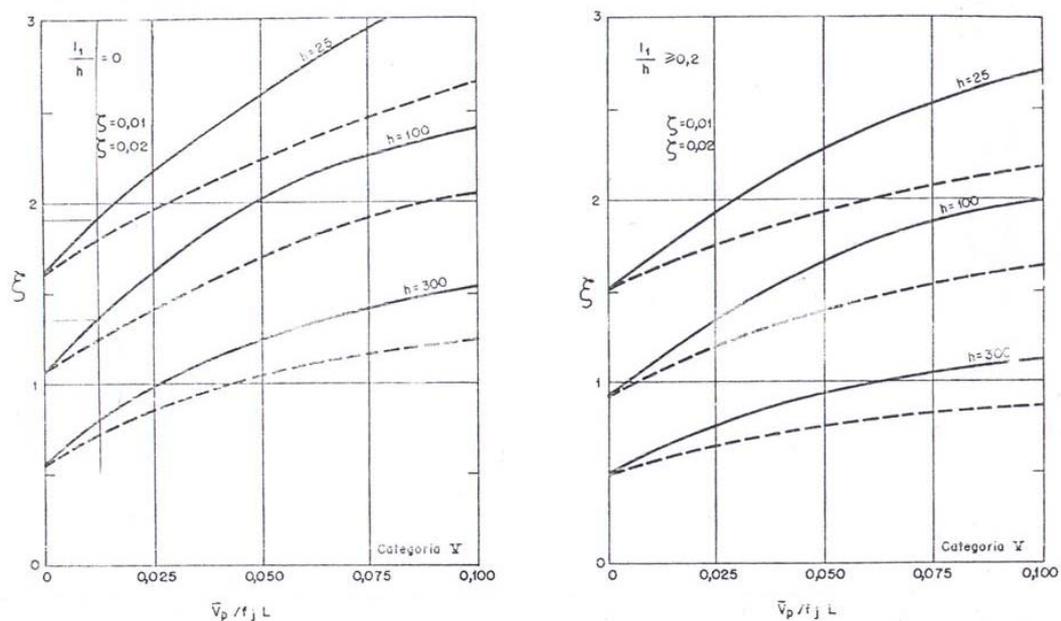


Figura 2.29 – Coeficiente de amplificação dinâmica para a categoria IV da norma NBR 6123 (1988).

Entre as alternativas estudadas nesta tese para solução dos problemas patológicos apresentados pelos postes tubulares de concreto centrifugado e armado, incluem-se soluções com materiais compósitos reforçados com fibra que passam a ser discutidos na seção seguinte com base na bibliografia existente.

2.4. Compósitos reforçados com fibra

2.4.1 Considerações gerais

Sistemas compósitos com fibras contínuas tem sido cada vez mais utilizados como reforço estrutural devido aos seguintes aspectos (MACHADO, 2002):

- Elevada resistência mecânica;
- Grande resistência a ataques químicos diversos;
- Não susceptibilidade à corrosão;

- Elevada rijeza;
- Estabilidade térmica e reológica;
- Bom comportamento à fadiga e atuação de cargas cíclicas;
- Peso específico baixo (em torno de $1,8 \text{ g/cm}^3$), conferindo leveza aos reforços de forma a desprezar seu peso próprio no dimensionamento.

Como comparação, o peso específico do aço é de $7,8 \text{ g/cm}^3$, ou seja, cerca de cinco vezes maior.

A Figura 2.30 mostra o diagrama tensão x deformação das principais fibras disponíveis no mercado e a Tabela 3.1 mostra as propriedades mecânicas de algumas fibras comercializadas.

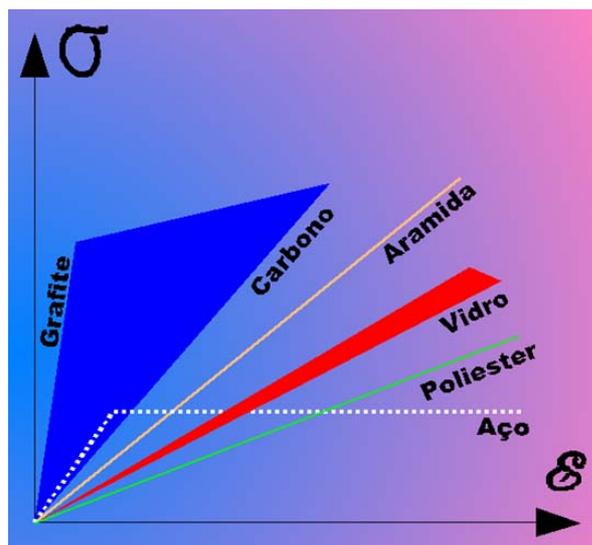


Figura 2.30 – Diagrama tensão x deformação das principais fibras do mercado.

Tabela 2.3 – Propriedades mecânicas de algumas fibras comercializadas.

Exemplos de fibras comerciais	Carbono	Vidro	Aramida
	CF 130	EG 900	AK 60
Espessura da camada	0.165 mm	0.35 mm	0.28 mm
Tensão de ruptura	3800 MPa	1500 MPa	2000 MPa
Módulo de elasticidade	227 GPa	72.5 GPa	120 GPa
Alongamento na ruptura	1.7%	2.1%	1.7%

Dessas fibras, verifica-se que a de maior módulo de elasticidade é a fibra de carbono. Por esse motivo ela é utilizada preferencialmente em reforços estruturais, na medida em que para o mesmo acréscimo de deformação ela desperta tensões maiores que as demais disponíveis no mercado.

Para a aplicação da fibra de carbono, utiliza-se uma série de resinas, geralmente de base epóxi, éster de vinil e poliéster. Essas resinas são divididas em três tipos:

- Imprimadores primários: primeira resina a ser aplicada com objetivo de penetrar no concreto e construir uma ponte de aderência entre ele e as resinas aplicadas posteriormente;
- Regularizadores de superfície: visam preencher vazios e corrigir imperfeições superficiais já que a fibra de carbono deve ser colada em superfície lisa e desempenada;
- Resinas de saturação: são utilizadas para impregnar as fibras, fixando-as no local e garantindo um meio efetivo para transferência de tensões de cisalhamento entre elas.

Essas resinas devem ser compatíveis tanto com o substrato de concreto quanto com a fibra utilizada e possuem elevada resistência de colagem, baixa retração durante a cura, garantir a orientação da fibra de carbono e ter deformações na ruptura compatíveis com as da estrutura existente. A Figura 2.31 mostra uma ampliação em microscópio eletrônico da fibra de carbono impregnada pelas resinas da matriz polimérica.

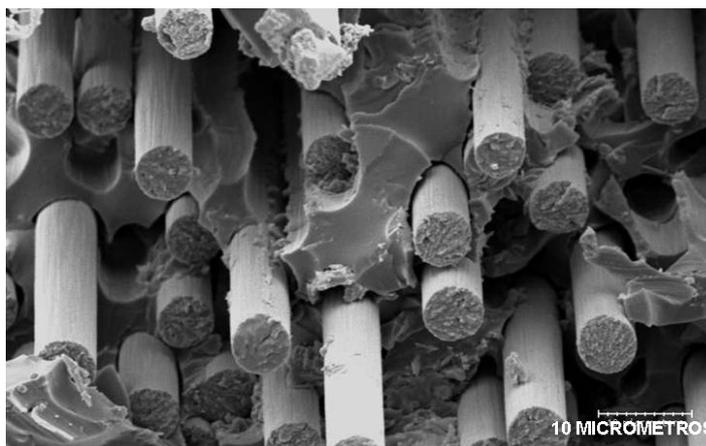


Figura 2.31 – Ampliação em microscópio eletrônico das fibras impregnadas pelas resinas da matriz polimérica (MACHADO, 2002).

2.4.2 Reforço de emendas por traspasse com fibras de carbono

HAMAD et al. (2004) estudando o comportamento de vigas de concreto de seção quadrada com emenda por traspasse no meio do vão sujeita a momento fletor constante obteve aumento de 11% a 34% na resistência de aderência, alterando a configuração (1 ou 2 faixas de 76 mm de largura ao longo do comprimento de traspasse de 305 mm, além do confinamento total do mesmo) e o número de camadas de fibra (1 ou 2 camadas).

Verificou-se que tanto com 1 camada quanto com 2 camadas de fibra de carbono, o aumento da resistência de aderência da configuração com duas camadas de fibra de carbono é muito similar ao obtido com uma só camada, não justificando o emprego de 2 delas.

Entretanto, a configuração de confinamento total do traspasse foi a que apresentou maior eficiência. Comparando a configuração de 2 faixas com 2 camadas de fibra com o confinamento total com 1 só camada (mesmo consumo de fibra, ou seja, mesmo custo), a configuração com 1 camada de confinamento total apresentou um ganho de 26% de resistência de aderência em relação à referência enquanto o ganho da outra configuração foi de 19%.

3. INSPEÇÃO REALIZADA PARA DIAGNÓSTICO

3.1. Inspeção preliminar dos postes

Os objetivos da inspeção preliminar realizada foram conhecer o problema e realizar uma análise qualitativa inicial dos possíveis mecanismos de deterioração, suas causas e extensão. Nessa etapa também se definiu o plano de amostragem para inspeção da estrutura, com a demarcação de áreas de estudo. Por fim, foram selecionados os métodos de ensaio necessários para a definição de um diagnóstico.

A grande maioria dos postes inspecionados (em torno de 50) apresenta fissuras típicas de flexão com aberturas que variam de 0,05 mm a 0,3 mm, principalmente em módulos próximos à base.

Conforme as observações visuais iniciais feitas, as principais manifestações patológicas encontradas nos postes foram: fissuras típicas de flexão, conforme as mostradas na Figura 3.1., fissuras verticais saindo dos flanges metálicos (ver Figura 3.2), ninhos de concretagem, conforme Figura 3.3, e reparos mal executados como o da Figura 3.4.



Figura 3.1 – Exemplo de fissuras típicas de flexão.



Figura 3.2 – Exemplo de fissuras verticais saindo dos flanges metálicos.



Figura 3.3 – Exemplo de ninho de concretagem encontrado.



Figura 3.4 – Exemplo de reparo mal executado.

Cerca de 60% dos postes apresentam grande incidência de fissuras de flexão e cerca de 50% apresentam fissuras verticais saídas dos flanges metálicos, sendo essas duas as patologias mais comuns que podem estar ligadas à perda de estabilidade e ao colapso de alguns desses postes, por isso, conduziu-se a inspeção de forma a buscar a causa e a origem dessas manifestações. As demais patologias ocorrem em menos de 5% dos postes inspecionados, por isso foram desconsideradas e tratadas como casos pontuais.

3.2 Seleção, descrição e resultados dos ensaios

Para diagnosticar o problema patológico existente, optou-se pelos seguintes ensaios:

- Localização das armaduras e medida do cobrimento de concreto;
- Determinação da bitola das armaduras;
- Profundidade de carbonatação;
- Extração de testemunhos para ensaios de laboratório;

- Dureza superficial do concreto (esclerômetro de reflexão);
- Resistência à compressão de testemunhos de concreto extraídos;
- Resistência à tração do concreto por compressão diametral;
- Módulo de elasticidade do concreto;
- Índice de vazios, absorção de água por imersão e massa específica.

Os métodos de ensaio utilizados basearam-se sempre que possível nas normas brasileiras, adotando-se normalização do exterior somente nos casos de inexistência de norma nacional.

Após a vistoria preliminar, a definição do plano de amostragem e dos métodos de ensaio necessários, procedeu-se à inspeção detalhada que requereu a utilização de métodos e equipamentos específicos apresentados a seguir. Os ensaios foram realizados sobre superfície seca, regularizada e limpa.

A seguir são apresentados e descritos os métodos de ensaio empregados no estudo, sua importância e os critérios adotados para julgamento dos resultados.

3.2.1 Mapeamento de armaduras

Tanto para a realização do mapeamento das armaduras principais quanto para a extração de testemunhos, foi preciso localizar as armaduras. Para tanto, utilizou-se um equipamento eletromagnético conhecido como pacômetro. A Figura 3.5 ilustra o emprego do equipamento. A norma de referência adotada para esse procedimento é a BS 1881 Part 204 (1988).



Figura 3.5 – Localização das armaduras com o uso de pacômetro.

Os resultados do mapeamento das armaduras principais em uma determinada seção do módulo comparada com o projeto, a determinação da geometria das seções e comprimentos de traspasse encontram-se na Tabela 3.1. As células pintadas correspondem aos locais de determinação onde a área de aço do projeto é superior à estimada “in situ”. Os postes de 30 m são, na maioria das vezes, compostos por dois módulos: base e topo.

A Tabela 3.2 apresenta os mesmos dados determinados em alguns postes com 40 m de altura, geralmente compostos por três módulos: base, 2º módulo e topo.

Já na Tabela 3.3 pode-se verificar os dados determinados em alguns postes de 50 m, geralmente compostos por cinco módulos: base, 2º, 3º, 4º módulos e topo.

Tabela 3.1 – Mapeamento das armaduras principais, geometria das seções e comprimentos de traspasse dos postes de 30 m.

Praia Grande - Vila Mirim (30 m)							
Base - Com fissuras (12 m)							
Geometria		Armadura principal (Engastamento)				Cobrimento (cm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
60	13,0	28	25	137,4	Média: 7,8	Média: 2,7	117
				Projeto: 112,9	Desvio: 1,0	Desvio: 0,4	
Topo - Com fissuras (18 m)							
Geometria		Armadura principal (3m do início do módulo)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
Maior: 60,0	Maior: 14,5	11	25	54,0	-	Média: 3,1	-
Menor: 33,0	Menor: 9,0			Projeto: 58,9		Desvio: 0,2	
Quarto Centenário (30 m)							
Base - Sem fissuras (12 m)							
Geometria		Armadura principal (Engastamento)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
60	11,0	28	25	137,4	-	Média: 3,6	119
				Projeto: 112,9		Desvio: 0,6	
Topo - Sem fissuras (18 m)							
Geometria		Armadura principal (3m do início do módulo)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
Maior: 60,0	Maior: 14,0	11	25	54,0	-	Média: 3,4	-
Menor: 34,0	Menor: 8,0			Projeto: 58,9		Desvio: 0,2	
Balneário Itanhaém (30 m)							
Topo - Sem fissuras (18 m)							
Geometria		Armadura principal (3m do início do módulo)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
Maior: 60,0	Maior: 15,0	11	25	54,0	-	Média: 3,9	-
Menor: 33,0	Menor: 8,5			Projeto: 58,9		Desvio: 0,5	

Tabela 3.2 – Mapeamento das armaduras principais, geometria das seções e comprimentos de traspasse dos postes de 40 m.

Cubatão - Vila Nova (40 m)							
Base - Com fissuras (12 m)							
Geometria		Armadura principal (Engastamento)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
60	14,3	32	32	257,4	-	Média: 3,4	117
				Projeto: 201,1			
Módulo 2 - Com fissura (14 m)							
Geometria		Armadura principal (3m do início do módulo)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
60	14,3	13	32	104,5	Média: 8,5	Média: 3,1	117
				Projeto: 120,6	Desvio: 0,9	Desvio: 0,1	
Topo - Com fissura (14 m)							
Geometria		Armadura principal (2m do início do módulo)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
Maior: 60,0	Maior: 14,3	8	32	64,3	-	Média: 3,3	-
Menor: 39,0	Menor: 10,0			Projeto: 56,3			
Jardim Araguaia (40 m)							
Base - Com fissuras (12 m)							
Geometria		Armadura principal (1m do final do módulo)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
60	13,5	16	32	128,7	-	Média: 3,5	117
				Projeto: 136,7			
Módulo 2 - Sem fissura (14 m)							
Geometria		Armadura principal (3m do início do módulo)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
60	12,0	13	32	104,5	-	Média: 3,7	117
				Projeto: 120,6			

Tabela 3.3 – Mapeamento das armaduras principais, geometria das seções e comprimentos de traspasse dos postes de 50 m.

Fernão Dias II (50 m)							
Base - Sem fissura (8 m)							
Geometria		Armadura principal (Engastamento)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
80	14,0	26	32	209,1	-	Média: 3,7	-
				Projeto: 267,9			
Vila Curuça (50 m)							
Base - Com fissura (8 m)							
Geometria		Armadura principal (Engastamento)				Cobrimento (mm)	Comprimento de traspasse (cm)
Diâmetro externo (cm)	Espessura média (cm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	A_s (cm ²)	Espaçamento de estribos (cm)		
80	12,3	24	32	193,0	Média: 9,4	Média: 2,8	118
				Projeto: 267,9	Desvio: 1,5	Desvio: 0,2	

3.2.2 Bitola das barras e comprimento de traspasse

As bitolas dos estribos e das armaduras principais bem como o comprimento de traspasse foram obtidos com medidas “in-situ”, com escarificação do concreto de cobrimento em postes desmontados.



Figura 3.6 – Escarificação para determinação de bitola de armaduras e comprimento de traspasse.

3.2.3 Extração e preparação de testemunhos

A extração de testemunhos de concreto foi realizada para a determinação da resistência à compressão, absorção de água, resistência à tração e módulo de elasticidade. Foram extraídos testemunhos cilíndricos (diâmetros de 75 mm e 100 mm) conforme recomendação da norma NBR 7680 (2007). Antes da realização dos ensaios, os testemunhos foram regularizados para dar planicidade e paralelismo às faces de ensaio. A Figura 3.7 ilustra a extração de testemunho de 75 mm com extratora elétrica.



Figura 3.7 – Extração de testemunho em um dos postes já desmontados.

3.2.4 Profundidade de carbonatação

A carbonatação provoca a redução do pH da solução dos poros do concreto e sua determinação foi realizada para verificar se há possibilidade de corrosão nesses postes.

A medida da profundidade carbonatada pode ser feita "in loco" com o uso de indicadores químicos que fornecem uma tendência do avanço da frente de carbonatação. O método empregado está baseado nas recomendações do CPC-18 da RILEM (1984). A medida da profundidade de carbonatação foi realizada em superfície recém-fraturada do concreto com o indicador químico fenolftaleína (pH de viragem entre 8,3 e 9,3). As medidas foram realizadas com paquímetro e têm precisão de 1 mm. A Figura 3.8 ilustra a realização desse ensaio.



Figura 3.8 – Ensaio de profundidade de carbonatação em um dos postes.

Esse ensaio foi realizado em 10 postes diferentes, sendo todas as determinações menores que 1 mm. Essas medidas indicam que esses postes são resistentes em relação à corrosão por carbonatação.

A carbonatação observada nesses postes os classificam como de elevada durabilidade frente à carbonatação e justificam cobrimentos de armadura inferiores aos padrões de norma atual sem prejuízos à durabilidade. Entretanto, vale ressaltar que, como existem fissuras nos postes, há risco de despassivação das armaduras.

3.2.5 Dureza superficial do concreto

A dureza superficial do concreto é medida por um esclerômetro de reflexão. O ensaio pode ser empregado de forma qualitativa, permitindo a comparação do concreto de diferentes regiões de uma estrutura, ou de forma quantitativa, permitindo a estimativa da resistência à compressão do concreto de todos os postes inspecionados a partir da correlação com a resistência de testemunhos extraídos de alguns deles já desmontados.

A metodologia empregada baseia-se na norma NBR 7584 (1992), que recomenda a realização de, no mínimo, 9 impactos por região estudada. Foi utilizado esclerômetro de energia de impacto de 2,25 N.m (tipo N). A Figura 3.9 ilustra a realização do ensaio.



Figura 3.9 – Ensaio de dureza superficial com esclerômetro de reflexão.

A Figura 3.10 mostra a correlação entre os índices esclerométricos e a resistência à compressão dos testemunhos extraídos de 22 postes que já haviam sido desmontados, sendo a esclerometria realizada no mesmo ponto da extração.

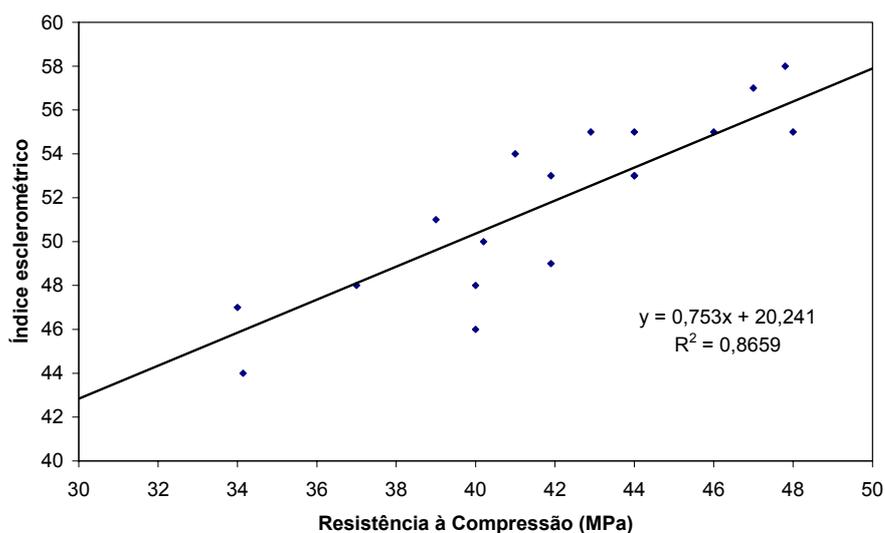


Figura 3.10 – Correlação entre índice esclerométrico e resistência à compressão.

Esse estudo foi útil para a estimativa da resistência de todos os demais postes ainda em operação. Em nenhum caso foi verificado índice esclerométrico inferior aos obtidos nessa correlação; caso houvesse, haveria necessidade de extração nesse poste para quantificação da baixa resistência.

3.2.6 Resistência à compressão de testemunho extraído

O ensaio de resistência à compressão de testemunho extraído foi realizado conforme as normas NBR 7680 (2007) e NBR 5739 (2007). Os testemunhos foram ensaiados na condição de equilíbrio termo-higrométrico com o laboratório. Foram realizadas as correções impostas pela norma NBR 7680 (2007). A Tabela 3.4 apresenta os valores obtidos nos 22 postes onde foram extraídos testemunhos.

Tabela 3.4 – Resultados de resistência à compressão de 22 postes analisados.

Testemunho	Módulo extraído	Resistência à compressão (MPa)
1	2 (topo)	47,7
2	2 (topo)	46,1
3	2 (topo)	54,3
4	2 (topo)	56,7
5	2 (topo)	42,5
6	3 (topo)	55,2
7	3 (topo)	41,4
8	2	47,2
9	2	45,5
10	2	38,7
11	2	52,9
12	1 (base)	39,9
13	1 (base)	45,3
14	2	46,2
15	1 (base)	44,8
16	1 (base)	42,4
17	4	45,7
18	5 (topo)	44,7
19	1 (base)	49,1
20	3	52,6
21	2	43,6
22	4	50,3

Obteve-se f_c mínimo de 38,7 MPa, f_c máximo de 56,7 MPa e f_c médio igual a 46,9 MPa. Em seguida, será verificado se o f_{ck} estimado atende ao f_{ck} especificado no projeto estrutural, que é de 45 MPa.

$$f_{ck,est} = 2 \times \frac{f_{c1} + f_{c2} + \dots + f_{c(n/2-1)}}{n/2 - 1} - f_{c(n/2)} \quad (\text{HELENE; TERZIAN, 1993})$$

$$f_{ck,est} = 2 \times \frac{42,88}{10} - 45,7 = 40,1 \text{ MPa}$$

Pela variabilidade dos resultados, pode-se afirmar que o f_{ck} estimado desse concreto é de 40 MPa, inferior ao valor de projeto.

3.2.7 Resistência à tração de testemunho extraído

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral de testemunho extraído foi realizado conforme a norma NBR 7222 (1994). O testemunho foi ensaiado na condição de equilíbrio termo-higrométrico com o laboratório. Os resultados desse ensaio, realizado em testemunhos extraídos de 7 postes, é apresentado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Resultados de resistência à tração de testemunhos extraídos de 7 postes diferentes.

Testemunho	Módulo extraído	Resistência à tração (MPa)
1	2	4,7
2	2	3,7
3	2	3,7
4	1 (base)	3,9
5	1 (base)	4,3
6	4	4,0
7	2	4,6

Dos testemunhos de concreto destinados à avaliação da resistência à tração, obteve-se valor médio de $4,1 \pm 0,4$ MPa.

3.2.8 Módulo de elasticidade

O ensaio de módulo de elasticidade foi realizado segundo a norma NBR 8522 (2003). Foi realizado o ensaio do módulo de elasticidade tangente inicial, a 0,3% da resistência à compressão. Para passar para o módulo secante (utilizado no projeto), há necessidade de se multiplicar o resultado obtido por 0,85 a 0,90. Esses resultados são apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Módulo de elasticidade dos 7 testemunhos extraídos para essa finalidade.

Testemunho	Módulo extraído	Módulo de elasticidade (GPa)
1	2	25,9
2	2	25,8
3	2	26,5
4	1 (base)	27,8
5	1 (base)	26,2
6	4	23,7
7	2	24,7

Dos 7 testemunhos de concreto destinados à avaliação de módulo de elasticidade, obteve-se valor médio de 25,8 GPa, ou seja, um módulo secante entre 21,9 e 23,2 GPa. Todos os resultados ficaram abaixo do valor especificado no projeto, que é de 41 GPa.

3.2.9 Índice de vazios, absorção de água e massa específica do concreto

A absorção de água por imersão fornece uma estimativa do volume de vazios (poros) intercomunicados no interior do concreto. Esse ensaio foi realizado segundo a norma NBR 9778 (2005). Os ensaios foram realizados nos 22 testemunhos extraídos para obtenção da resistência à compressão, sendo os resultados apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Absorção de água e índice de vazios.

Testemunho	Absorção de água (%)	Índice de vazios (%)
1	3,5	9,2
2	4,4	11,6
3	4,3	11,2
4	4,2	11,1
5	2,8	7,1
6	3,9	10,0
7	3,6	9,3
8	3,2	8,1
9	3,5	9,0
10	3,6	9,3
11	4,7	12,1
12	4,3	11,4
13	4,3	11,4
14	4,5	11,9
15	4,4	11,6
16	4,6	12,1
17	4,3	11,4
18	4,3	11,4
19	3,9	10,5
20	3,9	10,5
21	3,5	9,0
22	4,1	11,5

Os valores encontrados, no intervalo de 2,8% a 4,7% de absorção de água e de 7,1% a 12,1% de índice de vazios, indicam um concreto de elevada compactidade, coerente com as expectativas de um concreto bem centrifugado.

3.3 Heterogeneidade do concreto centrifugado

Com o processo de centrifugação, há uma segregação do concreto, deixando os agregados graúdos concentrados na metade mais externa da espessura dos postes enquanto na metade mais interna há predominância da argamassa do concreto, conforme mostrado na Figura 3.11.



Figura 3.11 – Testemunho extraído em poste de concreto centrifugado.

Por essa razão três testemunhos foram extraídos com o intuito de observar os efeitos dessa heterogeneidade na resistência mecânica do concreto. Esses testemunhos foram cortados ao meio e foram determinados a absorção de água, massa específica, índice de vazios e resistência à compressão do concreto. A Tabela 3.8 e a Tabela 2.9 apresentam os resultados desses ensaios.

Tabela 3.8 – Absorção de água, índice de vazios e massa específica das metades de testemunhos de concreto centrifugado.

Testemunho	Fatia	Absorção de água (%)	Índice de vazios (%)	Massa específica seca (g/l)	Massa específica saturada (g/l)
1	Interna (mais argamassado)	4,9	12,7	2,29	2,40
1	Externa (menos argamassado)	3,2	8,3	2,37	2,44
2	Interna (mais argamassado)	4,7	11,8	2,27	2,38
2	Externa (menos argamassado)	4,0	10,3	2,36	2,45
3	Interna (mais argamassado)	4,8	12,3	2,30	2,41
3	Externa (menos argamassado)	4,6	12,1	2,35	2,45

Tabela 3.9 – Resistência à compressão das metades de testemunhos de concreto centrifugado.

Testemunho	Fatia	Resistência corrigida (MPa)
1	Interna (mais argamassado)	42,8
1	Externa (menos argamassado)	50,2
2	Interna (mais argamassado)	44,8
2	Externa (menos argamassado)	40,7
3	Interna (mais argamassado)	44,1
3	Externa (menos argamassado)	43,2

Os resultados de absorção de água e índice de vazios indicam maior porosidade das camadas mais internas dos testemunhos, entretanto, do ponto de vista da resistência à compressão, neste estudo, não se observou diferenças significativas, podendo-se considerar incluídas na variabilidade de ensaio. Ou seja, a resistência do concreto não sofreu influência do processo de centrifugação, somente o módulo de elasticidade foi reduzido pela concentração de brita na face mais externa da parede do poste, sendo praticamente a metade do valor adotado no projeto estrutural dos mesmos.

3.4 Inspeção das emendas por traspasse

Essa inspeção da ligação entre os módulos do poste foi motivada pelas fotos de todos os colapsos observados, onde se constatou que as falhas ocorreram nessa região, como exemplificado na Figura 3.12.



Figura 3.12 – Exemplo de um dos colapsos ocorridos.

Vinte módulos de postes de vários diâmetros e alturas que já haviam sido desmontados foram demolidos para se obter um panorama dessa ligação. A Figura 3.13 ilustra a demolição desses módulos.



Figura 3.13 – Demolição de módulos para verificação da ligação entre eles.

O projeto original desses postes previa a solda de todas as armaduras longitudinais nos flanges metálicos, entretanto, acredita-se que, por questões

executivas que permitiam maior aproveitamento das fôrmas, todas as emendas encontradas foram por traspasse.

Segundo a inspeção realizada nas emendas demolidas, a taxa de armadura nessa região chega a 18,2%, as bitolas dessas barras variam de 25 mm a 32 mm e o comprimento de ancoragem é fixo em todos os casos e igual a 117 cm, muito inferior ao exigido pela NBR 6118 (2003). Soma-se a esta deficiência o elevado número de barras e conseqüente proximidade excessiva delas, dificultando o adensamento do concreto. A Tabela 3.10 apresenta a conformidade da emenda por traspasse com a norma NBR 6118 (2003).

Tabela 3.10 – Conformidade das emendas dos postes de concreto estudados em relação à norma NBR 6118 (2003).

Exigências da norma técnica NBR 6118		Recomendado	Existente	Conformidade
Relativas à taxa de armadura	Deve ocupar menos de 8% da área da seção transversal	$\leq 8\%$	8,5% a 18,2%	Não
Relativas ao diâmetro das armaduras longitudinais	Deve ser maior do que 10 mm	≥ 10 mm	25 mm ou 32 mm	Sim
	Deve ser inferior à 1/8 da menor dimensão transversal	$\leq 12,5$ mm	25 mm ou 32 mm	Não
Relativas ao espaçamento mínimo entre as armaduras longitudinais	Deve ser maior ou igual à 20mm	≥ 20 mm	60 mm	Sim
	Deve ser maior do que o diâmetro da armadura	≥ 32 mm	60 mm	Sim
	Deve ser maior ou igual à 1,2 vezes o diâmetro máximo dos agregados	$\geq 10,8$ mm	60 mm	Sim
Relativas ao comprimento de traspasse	Deve ser maior do que o comprimento de traspasse para barras tracionadas isoladas da NBR 6118	≥ 140 cm ($\phi 25$ mm) ≥ 181 cm ($\phi 32$ mm)	117 cm	Não
Relativas à armadura transversal (estribos)	Deve resistir à força de uma barra emendada	≥ 213 kN ($\phi 25$ mm) ≥ 350 kN ($\phi 32$ mm)	≈ 120 kN	Não
	Deve ser constituídas por barras fechadas	Estribos helicoidais	Não são helicoidais	Não
	Deve se concentrar nos terços finais da emenda	Concentrado nos 80cm finais	Geomericamente espaçados	Não

3.5 Resumo dos resultados da inspeção

- Em alguns postes foram encontradas áreas de aço inferiores às especificadas no projeto, chegando-se até a valores 28% inferiores (base de postes de 50 m de altura). Essa constatação torna necessário levantamento “in-situ” dessas armaduras quando for realizada a verificação estrutural de um desses postes;
- A resistência à compressão média dos testemunhos extraídos dos postes foi de 46,9 MPa, entretanto, pela variabilidade dos resultados, pode-se afirmar que o f_{ck} estimado desse concreto é de 40 MPa e não de 45 MPa, como especificado no projeto estrutural;
- O módulo de elasticidade secante médio encontrado (entre 21,9 e 23,2 GPa) é bem inferior ao valor de 41 GPa adotado no projeto estrutural, devendo-se verificar estruturalmente esses postes, já que, com o módulo menor, a deformação será maior, aumentando o momento fletor pelo efeito de 2ª ordem, podendo haver necessidade de reforço para manter o carregamento nominal dos mesmos quando incidir o vento de projeto;
- Foi constatada a presença de uma falha congênita na emenda por traspasse de todos os postes (elevada taxa de armadura e comprimento de traspasse insuficiente), não respeitando as recomendações da norma NBR 6118 (2003);
- A carbonatação observada nesses postes os classificam como de elevada durabilidade frente à carbonatação e justificam cobrimentos de armadura inferiores aos padrões de norma atual sem prejuízos à durabilidade.

3.6 Diagnóstico

O mecanismo de colapso do poste foi o dano cumulativo sofrido pela interface entre concreto e barras de aço (fadiga) dessa emenda mal concebida, devido a esforços provocados por ventos de intensidade moderada, ao longo da vida da estrutura.

Essa destruição do concreto que envolvia as barras da emenda pode ser explicada por um comprimento de traspasse deficiente agravado pelo fato de todas as barras serem emendadas na mesma seção da peça estrutural, além de serem utilizadas barras de aço de bitolas incompatíveis com a espessura da parede de concreto dos tubos, e haver uma porcentagem de armadura, referida ao concreto de envolvimento das barras, acima de qualquer limite tolerável, devendo essa região ser reforçada de forma a corrigir essa falha.

Para comprovar a existência de elevado grau de fissuração do concreto que envolvia as armaduras do traspasse, analisou-se o colapso ocorrido no dia 03 de maio de 2002, onde as barras da emenda, soldadas ao flange metálico apenas entortaram na direção em que o poste caiu (ver Figura 3.14). As demais permaneceram em suas posições iniciais, paralelas ao módulo (segmento) tubular remanescente (base do poste).

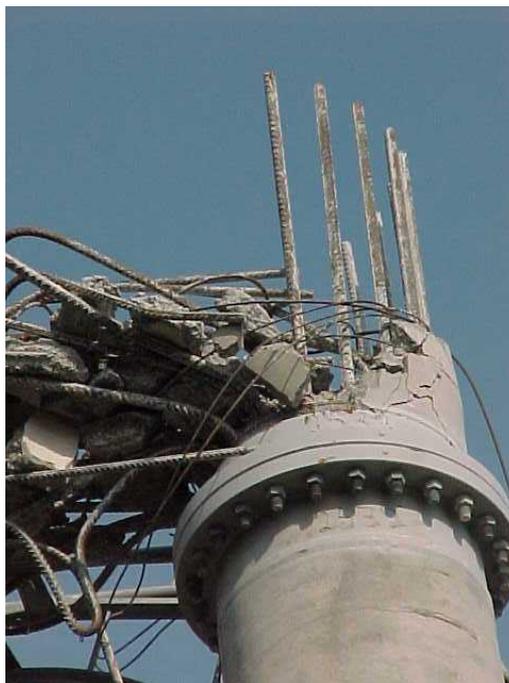


Figura 3.14 – Detalhe da ruptura, mostrando que apenas as barras que estavam na direção em que o poste caiu entortaram.

Outro fator que comprova o diagnóstico é a diferença considerável entre o carregamento que provocou a ruptura desse poste e o de projeto. O colapso aqui analisado ocorreu próximo a uma estação meteorológica, onde o registro máximo de rajada na região indicou velocidade de 15 m/s (o projeto era para 45 m/s) e esse poste estava com carregamento equivalente de 3 m² de antenas concentrado no topo (o projeto era para 12 m² de área). Ou seja, a ruptura ocorreu com um terço do vento e um quarto do carregamento de projeto.

Além disso, a grande maioria dos postes inspecionados durante a elaboração desta tese (tanto em operação quanto já desmontados) apresentava fissuração muito mais intensa na região do traspasse, com fissuras longitudinais, como a mostrada na Figura 3.15 ou fissuras mapeadas (ver Figura 3.16).



Figura 3.15 – Fissura longitudinal encontrada em praticamente todos os postes inspecionados durante a elaboração desta tese.



Figura 3.16 – Fissuras mapeadas na região de traspasse.

Outro problema grave existente é o aumento dos esforços solicitantes nesses postes pela maior deformabilidade da estrutura devido ao menor módulo de elasticidade encontrado, devendo-se estudar reforço à flexão para manter a capacidade nominal dos mesmos ou reduzir essa capacidade, mudando as placas de identificação da estrutura.

4. PROJETO DE REFORÇO

A principal preocupação das empresas de telefonia era que o projeto de reforço fosse concebido de forma a não causar desconforto à população vizinha, diminuindo ao máximo o aspecto de reforço estrutural. Por isso optou-se por não aumentar a seção da estrutura e não gerar grande movimentação de materiais (como utilizar um caminhão fornecendo concreto usinado, peças metálicas, etc.).

Além disso, não se quis aproveitar a concepção das alternativas anteriormente estudadas já que as empresas do setor afirmaram que essas soluções não atenderam aos seus desejos.

Por esses motivos, a concepção do projeto de reforço envolverá a utilização de fibra de carbono, uma alternativa nova que atenderia mas que necessitaria de desenvolvimento e comprovação para corrigir as deficiências encontradas nesse tipo de estrutura.

4.1. Reforço à flexão

Nesse item, será mostrado a metodologia utilizada para reforçar, quando necessário, dos postes de concreto à flexão, exemplificando o processo com um poste com altura de 30 m e diâmetro de 60 cm, tipo de poste mais utilizado por uma das operadoras nacionais.

A Tabela 4.1 apresenta as características das seções transversais desse poste ao longo da altura. Esse poste possui 2 módulos, sendo o primeiro cilíndrico, com comprimento de 12 m e o segundo cônico, com 18 m.

Tabela 4.1 – Seções de postes com 30 m de altura e diâmetro na base de 60 cm.

Altura (m)	Diâmetro externo (cm)	Diâmetro interno (cm)	Nº. de barras (ϕ 25 mm)
30	33,0	13,0	5
29	34,5	14,5	5
28	36,0	16,0	5
27	37,5	17,5	5
26	39,0	19,0	5
25	40,5	20,5	6
24	42,0	22,0	7
23	43,5	23,5	7
22	45,0	25,0	8
21	46,5	26,5	9
20	48,0	28,0	9
19	49,5	29,5	10
18	51,0	31,0	10
17	52,5	32,5	11
16	54,0	34,0	11
15	55,5	35,5	12
14	57,0	37,0	12
13	58,5	38,5	12
12	60,0	40,0	13
11	60,0	40,0	13
10	60,0	40,0	14
9	60,0	40,0	15
8	60,0	40,0	16
7	60,0	40,0	17
6	60,0	40,0	18
5	60,0	40,0	18
4	60,0	40,0	19
3	60,0	40,0	20
2	60,0	40,0	21
1	60,0	40,0	22

Para o desenvolvimento da solução será realizado um estudo das ações a considerar no dimensionamento desses postes, seguido pela verificação estrutural do mesmo e da elaboração de uma metodologia do reforço à flexão dessas estruturas caso se objetive manter o carregamento de projeto (não atingido na condição sem reforço).

4.1.1 Ações a considerar

A ação permanente atuante na estrutura é o peso próprio tanto do poste quanto dos equipamentos presentes. Como carregamento acidental será considerado o efeito do vento.

O desaprumo construtivo foi desprezado da análise por normalmente ser pouco significativo em casos como o aqui estudados e pela interpretação da norma NBR 6118 (2003), que indica que entre o vento e o desaprumo, pode-se considerar apenas o que causa maior momento fletor na base.

Além do poste de concreto armado (considerado com coeficiente de arrasto de 0,6), foram considerados os seguintes equipamentos para análise dos esforços solicitantes (ver Tabela 4.2). Essa configuração foi escolhida por se tratar da configuração básica pedida por uma das operadoras de telefonia celular do país ao solicitar uma estrutura desse tipo.

Tabela 4.2 – Equipamentos e acessórios considerados para avaliação dos esforços solicitantes.

Equipamento	Cota	Área	Coeficiente de arrasto	Peso
Antena direcional	30 m	6 m ²	1,2	384 kgf
Antena parabólica	26 m	2,26 m ²	1,6	220 kgf
Plataforma superior	30 m	1 m ²	2,0	400 kgf
Plataforma inferior	26 m	1 m ²	2,0	400 kgf
Esteiramento e cabos	Início a 3 m do solo	0,40 m ² /m	1,2	25 kgf/m
Escada e guarda-corpo	Início a 3 m do solo	0,05 m ² /m	1,2	15 kgf/m

Para o cálculo dos esforços de vento, utilizou-se o modelo discreto da norma NBR 6123 (1988), adotando-se os valores constantes na Tabela 4.3 para os parâmetros necessários ao cálculo.

Tabela 4.3 – Parâmetros considerados para cálculo dos esforços do vento.

Parâmetro	Valor
Velocidade de projeto (V_p)	27,6 m/s ($V_0 = 40$ m/s)
Fator topográfico (S_1)	1,0
Fator baseado em conceitos probabilísticos (S_3)	1,0
Parâmetro meteorológico usado para determinar S_2 (b)	0,71
Expoente da lei potencial de variação de S_2 (p)	0,23
Massa discreta de referência (m_0)	360 kg
Área de referência (A_0)	0,6 m ²
Pressão dinâmica do vento referente a V_p (q_0)	467 N/m ²
Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ)	1,69
Expoente da forma modal (γ)	2,70
Razão de amortecimento crítico (ζ)	0,015
Frequência fundamental (f_1)	1,67

A Tabela 4.4 mostra a determinação das forças do vento no poste, segundo o método discreto da norma NBR 6123 (1988) para análise dinâmica de estruturas esbeltas.

Tabela 4.4 – Cálculo dos esforços do vento segundo a NBR 6123 (1988).

z (m)	Area (m ²)	C _d	μ (modo)	β _i	β _{i x H}	m _i	(m/m ₀) x μ _i ²	F médio	F (t)	Total
30	6,00	1,2	1,0000	15,45	15,44967	384	1,06667	2809	1807	4616
30	1,00	2,0	1,0000	4,29	4,29157	400	1,11111	780	1882	2662
30	0,33	0,6	1,0000	0,42	0,42487	170	0,47124	77	798	875
30	0,45	1,2	1,0000	1,16	1,15873	40	0,11111	211	188	399
29	0,35	0,6	0,9125	0,44	0,40218	180	0,41693	80	774	853
29	0,45	1,2	0,9125	1,15	1,04916	40	0,09252	207	172	379
28	0,36	0,6	0,8300	0,46	0,37866	191	0,36525	82	745	827
28	0,45	1,2	0,8300	1,14	0,94685	40	0,07655	204	156	360
27	0,38	0,6	0,7524	0,47	0,35457	201	0,31680	84	713	797
27	0,45	1,2	0,7524	1,13	0,85096	40	0,06290	201	142	342
26	4,52	1,6	0,6795	15,02	10,20356	220	0,28218	2642	703	3345
26	1,00	2,0	0,6795	4,15	2,82178	400	0,51305	731	1279	2010
26	0,39	0,6	0,6795	0,49	0,33015	212	0,27199	85	678	763
26	0,45	1,2	0,6795	1,12	0,76188	40	0,05130	197	128	325
25	0,41	0,6	0,6112	0,50	0,30563	223	0,23108	87	640	728
25	0,45	1,2	0,6112	1,11	0,67917	40	0,04151	194	115	309
24	0,42	0,6	0,5474	0,51	0,28122	233	0,19419	89	601	690
24	0,45	1,2	0,5474	1,10	0,60261	40	0,03330	190	103	293
23	0,44	0,6	0,4880	0,53	0,25711	244	0,16133	90	560	650
23	0,45	1,2	0,4880	1,09	0,53196	40	0,02646	186	92	278
22	0,45	0,6	0,4328	0,54	0,23350	254	0,13242	91	518	610
22	0,45	1,2	0,4328	1,08	0,46700	40	0,02082	183	81	264
21	0,47	0,6	0,3817	0,55	0,21054	265	0,10730	92	476	568
21	0,45	1,2	0,3817	1,07	0,40749	40	0,01619	179	72	251
20	0,48	0,6	0,3346	0,56	0,18838	276	0,08574	93	434	527
20	0,45	1,2	0,3346	1,06	0,35321	40	0,01244	175	63	238
19	0,50	0,6	0,2913	0,57	0,16716	286	0,06750	94	392	486
19	0,45	1,2	0,2913	1,04	0,30392	40	0,00943	171	55	226
18	0,51	0,6	0,2518	0,58	0,14699	297	0,05228	94	352	446
18	0,45	1,2	0,2518	1,03	0,25940	40	0,00704	167	47	214
17	0,53	0,6	0,2158	0,59	0,12798	307	0,03976	95	312	407
17	0,45	1,2	0,2158	1,02	0,21940	40	0,00517	162	41	203
16	0,54	0,6	0,1832	0,60	0,11021	318	0,02955	95	274	369
16	0,45	1,2	0,1832	1,00	0,18369	40	0,00373	158	34	192
15	0,56	0,6	0,1539	0,61	0,08976	329	0,02162	94	238	332
15	0,45	1,2	0,1539	0,99	0,15204	40	0,00263	153	25	182
14	0,57	0,6	0,1277	0,62	0,07867	339	0,01538	94	204	298
14	0,45	1,2	0,1277	0,97	0,12421	40	0,00181	149	24	172
13	0,59	0,6	0,1046	0,62	0,06498	350	0,01063	93	172	265
13	0,45	1,2	0,1046	0,96	0,09997	40	0,00122	143	20	163
12	0,60	0,6	0,0842	0,63	0,05271	360	0,00711	92	143	235
12	0,45	1,2	0,0842	0,94	0,07907	40	0,00079	138	16	154
11	0,60	0,6	0,0666	0,61	0,04085	360	0,00444	89	113	202
11	0,45	1,2	0,0666	0,92	0,06128	40	0,00049	133	13	145
10	0,60	0,6	0,0515	0,60	0,03090	360	0,00266	85	87	172
10	0,45	1,2	0,0515	0,90	0,04635	40	0,00029	127	10	137
9	0,60	0,6	0,0387	0,59	0,02269	360	0,00150	81	66	146
9	0,45	1,2	0,0387	0,88	0,03404	40	0,00017	121	7	128
8	0,60	0,6	0,0282	0,57	0,01607	360	0,00080	76	48	124
8	0,45	1,2	0,0282	0,85	0,02410	40	0,00009	115	5	120
7	0,60	0,6	0,0197	0,55	0,01087	360	0,00039	72	33	105
7	0,45	1,2	0,0197	0,83	0,01630	40	0,00004	108	4	112
6	0,60	0,6	0,0130	0,53	0,00692	360	0,00017	67	22	89
6	0,45	1,2	0,0130	0,80	0,01038	40	0,00002	100	2	103
5	0,60	0,6	0,0079	0,51	0,00405	360	0,00006	62	13	75
5	0,45	1,2	0,0079	0,77	0,00608	40	0,00001	92	1	94
4	0,60	0,6	0,0043	0,49	0,00211	360	0,00002	56	7	63
4	0,45	1,2	0,0043	0,73	0,00316	40	0,00000	83	1	84
3	0,60	0,6	0,0020	0,45	0,00091	360	0,00000	49	3	52
2	0,60	0,6	0,0007	0,41	0,00028	360	0,00000	40	1	42
1	0,60	0,6	0,0001	0,35	0,00004	360	0,00000	29	0	30
			F ₁₌₀	1693,849377	Soma β _{i x H}	46,54370	Soma (m/m ₀) x μ _i ²	6,55930		

Para o cálculo das deformações e solicitações da estrutura, os dois carregamentos considerados serão tratados como principais e simultaneos ($\psi_0 = 1,0$), adotando γ_f igual a 1,4 e γ_{f3} igual a 1,1. Ou seja, tanto o carregamento devido ao peso próprio como o devido ao vento serão majorados conforme proposta de FRANÇA (1991) apresentada na revisão bibliográfica desse trabalho, resultando em

$$\frac{\gamma_f}{\gamma_{f3}} \times \psi_0 \times F_k = \frac{1,4}{1,1} \times 1,0 \times F_k = 1,27 \times F_k$$

A Tabela 4.5 apresenta os carregamentos já com o respectivo coeficiente de majoração.

Tabela 4.5 – Carregamentos atuantes no poste exemplificado, com coeficiente de majoração.

z_i (m)	Incremento da Força Normal $\times (\gamma_f \times \psi_0) / \gamma_{fB}$ (N)	$F_{\text{vento}} \times (\gamma_f \times \psi_0) / \gamma_{fB}$ (N)
30	12402	10885
29	2749	1569
28	2881	1511
27	3014	1450
26	10884	8201
25	3278	1319
24	3411	1251
23	3543	1182
22	3675	1112
21	3808	1043
20	3940	974
19	4072	906
18	4205	840
17	4337	776
16	4469	714
15	4602	655
14	4734	599
13	4866	545
12	4999	495
11	4999	441
10	4999	393
9	4999	350
8	4999	311
7	4999	276
6	4999	244
5	4999	215
4	4999	187
3	4499	66
2	4499	53
1	4499	38

A seguir, para a determinação dos esforços solicitantes da estrutura serão consideradas a não-linearidade física dos materiais e geométrica da estrutura.

4.1.2 Consideração da não-linearidade física

A consideração da não-linearidade física dos materiais será realizada com curvas momento-curvatura construídas a partir de diagramas tensão-deformação baseados em valores dados por $1,3 \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$ para o concreto e f_{yd} para o aço desenvolvidas por OLIVEIRA (2004), segundo proposta de FRANÇA (1991). A Tabela 4.6 mostra as etapas dessa determinação para o poste aqui estudado.

Tabela 4.6 – Consideração da não-linearidade física.

Altura (m)	Área de concreto (m ²)	A _s (cm ²)	Força normal (kgf)	Força normal adimensional	w adimensional	d'/ho	Ábaco utilizado	k	EI _{sec} (kN.m ²)
30	0,068	24,5	994	0,01	0,5	0,19	0,15	40	2513
29	0,072	24,5	1214	0,01	0,5	0,18	0,15	40	3133
28	0,076	24,5	1445	0,01	0,5	0,17	0,15	40	3848
27	0,081	24,5	1686	0,01	0,5	0,16	0,15	40	4662
26	0,085	24,5	2558	0,01	0,5	0,15	0,15	40	5584
25	0,089	29,5	2821	0,01	0,5	0,14	0,15	40	6619
24	0,093	34,4	3094	0,01	0,6	0,14	0,15	46	8940
23	0,098	34,4	3378	0,01	0,6	0,13	0,15	46	10413
22	0,102	39,3	3673	0,01	0,6	0,13	0,15	46	12040
21	0,106	44,2	3978	0,01	0,6	0,12	0,10	46	13827
20	0,110	44,2	4293	0,01	0,6	0,12	0,10	46	15782
19	0,115	49,1	4620	0,01	0,6	0,11	0,10	46	17913
18	0,119	49,1	4956	0,01	0,6	0,11	0,10	46	20227
17	0,123	54,0	5304	0,01	0,7	0,10	0,10	50	24708
16	0,127	54,0	5662	0,02	0,7	0,10	0,10	50	27646
15	0,131	58,9	6031	0,02	0,7	0,10	0,10	50	30808
14	0,136	58,9	6410	0,02	0,7	0,09	0,10	50	34201
13	0,140	58,9	6800	0,02	0,7	0,09	0,10	50	37834
12	0,144	63,8	7200	0,02	0,7	0,09	0,10	50	41715
11	0,144	63,8	7601	0,02	0,7	0,09	0,10	50	41715
10	0,144	68,7	8001	0,02	0,7	0,09	0,10	50	41715
9	0,144	73,6	8402	0,02	0,8	0,09	0,10	58	48389
8	0,144	78,5	8802	0,02	0,8	0,09	0,10	60	50058
7	0,144	83,4	9203	0,02	0,9	0,09	0,10	67	55898
6	0,144	88,4	9603	0,02	0,9	0,09	0,10	67	55898
5	0,144	88,4	10004	0,02	0,9	0,09	0,10	67	55898
4	0,144	93,3	10404	0,02	1,0	0,09	0,10	75	62572
3	0,144	98,2	10765	0,03	1,0	0,09	0,10	75	62572
2	0,144	103,1	11125	0,03	1,1	0,09	0,10	82	68412
1	0,144	108,0	11486	0,03	1,1	0,09	0,10	82	68412

Com o valor da rigidez secante (EI_{sec}) das seções, calcular-se-á as deformações da estrutura, chegando nos esforços solicitantes finais da estrutura, majorados pelos efeitos de 2ª ordem, ou seja, pela força normal exercendo momento fletor na base com a consideração da deformada da estrutura.

4.1.3 Consideração da não-linearidade geométrica

A consideração da não-linearidade geométrica será realizada pelo método P-Δ, adotando a rigidez secante obtida acima para as diversas seções em que a estrutura

foi dividida. A Tabela 4.7 e a Tabela 4.8 apresentam as iterações do método P-Δ até a convergência do processo (8ª iteração).

Tabela 4.7 – 1ª a 4ª iteração do processo P-Δ para determinação da não-linearidade geométrica.

z (m)	P (N)	H1	FLEXA 1	DELTA	H2	FLEXA 2	DELTA	H3	FLEXA 3	DELTA	H4	FLEXA 4	DELTA
1	4499	38	0,007	30	68	0,009	40	78	0,010	43	81	0,010	44
2	4499	53	0,026	60	112	0,035	79	132	0,038	85	138	0,039	87
3	4499	66	0,059	89	155	0,079	118	184	0,085	127	193	0,087	130
4	4999	187	0,105	131	319	0,140	174	362	0,150	188	375	0,153	192
5	4999	215	0,164	164	379	0,218	218	433	0,234	234	449	0,239	239
6	4999	244	0,236	197	441	0,313	261	505	0,337	281	525	0,344	287
7	4999	276	0,321	229	505	0,425	304	580	0,457	327	603	0,467	334
8	4999	311	0,418	261	572	0,554	346	657	0,595	372	683	0,608	380
9	4999	350	0,528	293	643	0,699	388	738	0,751	417	767	0,767	426
10	4999	393	0,651	326	719	0,861	431	824	0,925	463	856	0,945	472
11	4999	441	0,788	358	799	1,041	473	915	1,118	508	949	1,142	519
12	4999	495	0,936	390	885	1,236	515	1010	1,328	553	1048	1,356	565
13	4866	545	1,097	411	956	1,447	542	1087	1,554	582	1127	1,587	594
14	4734	599	1,270	429	1028	1,674	566	1165	1,797	608	1206	1,836	621
15	4602	655	1,455	446	1101	1,917	589	1243	2,058	631	1286	2,102	645
16	4469	714	1,654	462	1176	2,177	608	1322	2,336	653	1367	2,385	666
17	4337	776	1,865	476	1252	2,453	626	1402	2,632	671	1447	2,687	685
18	4205	840	2,090	488	1328	2,746	641	1481	2,946	688	1528	3,008	703
19	4072	906	2,330	499	1406	3,058	655	1562	3,280	703	1609	3,349	718
20	3940	974	2,584	509	1483	3,389	668	1641	3,634	716	1690	3,710	731
21	3808	1043	2,852	517	1560	3,737	678	1720	4,006	726	1769	4,090	742
22	3675	1112	3,135	524	1636	4,104	686	1798	4,398	735	1847	4,490	750
23	3543	1182	3,432	529	1710	4,487	691	1873	4,808	741	1922	4,908	756
24	3411	1251	3,741	532	1782	4,887	694	1945	5,236	744	1995	5,344	759
25	3278	1319	4,064	533	1852	5,304	696	2014	5,681	745	2064	5,798	760
26	10884	8201	4,399	1842	10042	5,736	2401	10602	6,142	2571	10772	6,268	2624
27	3014	1450	4,745	530	1979	6,181	690	2140	6,617	739	2188	6,753	754
28	2881	1511	5,100	525	2036	6,638	683	2194	7,104	731	2242	7,249	746
29	2749	1569	5,462	518	2086	7,102	673	2242	7,600	720	2289	7,765	735
30	12402	10885	5,827	2409	13294	7,541	3117	14003	8,100	3348	14234	8,265	3417

Tabela 4.8 – 5ª a 8ª iteração do processo P-Δ para determinação da não-linearidade geométrica.

H5	FLEXA 5	DELTA	H6	FLEXA 6	DELTA	H7	FLEXA 7	DELTA	H8	FLEXA 8	DELTA	H9
82	0,010	44	82	0,010	45	82	0,010	45	82	0,010	45	82
140	0,039	88	140	0,039	88	141	0,039	88	141	0,039	88	141
196	0,087	131	197	0,087	131	197	0,087	131	197	0,087	131	197
379	0,154	193	380	0,155	193	380	0,155	193	381	0,155	193	381
454	0,241	241	456	0,241	241	456	0,241	241	456	0,241	241	456
531	0,346	289	533	0,347	289	533	0,347	289	534	0,347	289	534
610	0,470	336	612	0,471	336	612	0,471	337	613	0,471	337	613
691	0,612	382	693	0,613	383	694	0,614	383	694	0,614	383	694
776	0,772	429	779	0,774	430	780	0,774	430	780	0,774	430	780
866	0,951	475	869	0,953	476	870	0,954	477	870	0,954	477	870
960	1,149	522	964	1,151	523	964	1,152	523	965	1,152	523	965
1060	1,365	569	1064	1,367	569	1065	1,368	570	1065	1,368	570	1065
1139	1,597	598	1143	1,600	599	1144	1,601	599	1145	1,601	599	1145
1219	1,847	625	1223	1,851	626	1224	1,852	626	1225	1,852	626	1225
1300	2,115	649	1304	2,119	650	1305	2,120	650	1305	2,120	650	1305
1380	2,400	670	1385	2,405	672	1386	2,406	672	1386	2,407	672	1386
1461	2,704	690	1466	2,709	691	1467	2,711	692	1468	2,711	692	1468
1543	3,027	707	1547	3,033	708	1549	3,035	709	1549	3,035	709	1549
1624	3,370	722	1628	3,376	724	1630	3,378	724	1630	3,379	724	1630
1705	3,733	735	1709	3,740	737	1711	3,742	737	1711	3,742	737	1711
1784	4,115	746	1789	4,123	748	1790	4,125	748	1790	4,126	748	1791
1862	4,517	755	1867	4,526	756	1868	4,528	756	1868	4,529	757	1869
1938	4,938	761	1942	4,947	762	1944	4,950	762	1944	4,951	763	1944
2010	5,377	764	2015	5,387	766	2016	5,390	766	2017	5,391	766	2017
2079	5,833	765	2084	5,844	766	2085	5,847	767	2086	5,848	767	2086
10825	6,307	2640	10841	6,318	2645	10846	6,322	2647	10847	6,323	2647	10848
2204	6,794	758	2208	6,807	760	2210	6,810	760	2210	6,811	760	2210
2257	7,293	750	2262	7,307	752	2263	7,311	752	2263	7,312	752	2264
2304	7,801	739	2308	7,816	741	2310	7,820	741	2310	7,821	741	2310
14302	8,315	3437	14323	8,330	3444	14329	8,335	3446	14331	8,336	3446	14331

Após a consideração da não-linearidade geométrica, chegou-se aos esforços solicitantes da estrutura, apresentados na Tabela 4.9, que serão comparados aos resistentes, verificando-se a necessidade ou não de um reforço adicional à flexão para que se atenda o carregamento previsto no projeto.

Tabela 4.9 – Esforços solicitantes do poste de 30 m exemplificado.

z_i (m)	N_d (tf)	M_d (tf x m)
30	0,0	0,0
29	1,3	1,5
28	1,5	3,2
27	1,8	5,1
26	2,1	7,2
25	3,3	10,5
24	3,6	14,0
23	3,9	17,6
22	4,3	21,5
21	4,7	25,6
20	5,1	29,8
19	5,5	34,3
18	5,9	38,9
17	6,3	43,6
16	6,8	48,5
15	7,2	53,5
14	7,7	58,7
13	8,2	64,0
12	8,7	69,4
11	9,2	74,9
10	9,7	80,6
9	10,2	86,3
8	10,7	92,1
7	11,2	97,9
6	11,7	103,8
5	12,2	109,8
4	12,7	115,8
3	13,2	121,9
2	13,7	128,0
1	14,2	134,1

A seguir, será apresentada a metodologia empregada para desenvolvimento de programa para o cálculo dos esforços resistentes da estrutura, considerando ou não o reforço com fibra de carbono à flexão. Quando se objetiva conhecer os esforços resistentes sem reforço basta que a entrada no número de camadas de fibra seja igual a zero.

4.1.4 Metodologia para reforço com fibra de carbono

Para o reforço de elementos de concreto armado circulares ou em coroa circular com a utilização de lâminas de fibras de carbono, o procedimento usual de cálculo considera as solicitações normais nos domínios de deformação da norma NBR 6118 (2003).

Considerar-se-á sempre $N > 0$ (compressão) devido ao peso próprio da estrutura, teremos sempre ($x \geq 0$), o que remete a solução do dimensionamento para os domínios 2, 3, 4, 4a e 5.

O procedimento de dimensionamento das seções de concreto armado circulares ou em coroa circular submetidas à flexão normal composta usualmente é feito da seguinte maneira, conforme mostrado na Figura 4.1.

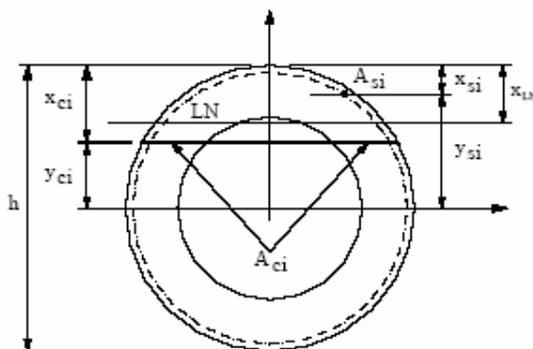


Figura 4.1 – Exemplo do procedimento de dimensionamento das seções de concreto armado circulares ou em coroa circular submetidas à flexão normal.

A seção é dividida em áreas elementares (A_{ci}) para as quais, para cada posição da linha neutra (x_{LN}), calculam-se os valores (ϵ_{ci}), (σ_{ci}) e ($R_{ci}=A_{ci} \cdot \sigma_{ci}$). A contribuição do concreto para cada valor arbitrado para (x_{LN}) será:

$$N_{dc}=\sum A_{ci} \cdot \sigma_{ci}$$

$$M_{dc}=\sum A_{ci} \cdot \sigma_{ci} \cdot y_{ci}$$

Para cada valor de (x_{LN}) também se determinam os valores de (ϵ_{si}) e (σ_{si}) para cada barra (A_{si}). A contribuição da armadura será fornecida por:

$$N_{ds}=\sum A_{si} \cdot \sigma_{si}$$

$$M_{ds}=\sum A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot y_{si}$$

Se ($\sigma_{si}>0$), temos compressão no aço e, se ($\sigma_{si}<0$), temos tração no aço. O domínio é definido pela posição da linha neutra na seção. De modo geral, são avaliadas as seguintes localizações da linha neutra quando se elabora um programa automático para o cálculo dessas seções:

- $x_{LN} < h$ – para essa região, considerar o maior número possível de iterações para que se garanta uma maior precisão para os resultados;
- $h \leq x_{LN} \leq 2h$ – considerar um número não tão grande de iterações quanto o caso anterior, pois trata-se de uma ocorrência usualmente bem menos freqüente;
- $2h < x_{LN} \leq 3h$ – considerar apenas um pequeno número de iterações por ser uma solução muito pouco freqüente.
- $x_{LN} = \infty$ – considerar apenas uma única iteração, por se tratar de um caso particular com solução única.

Para o caso em que ($x_{LN} = \infty$), pela simetria do problema analisado, tem-se:

$$N_d = A_c \cdot \sigma_c + A_s \cdot \sigma_{s,0,2\%}$$

$$M_d = 0$$

Para o caso em que ($x_{LN} \leq x_{2L}$), domínio 2, tem-se as seguintes relações de deformações, conforme mostrado na Figura 4.2.

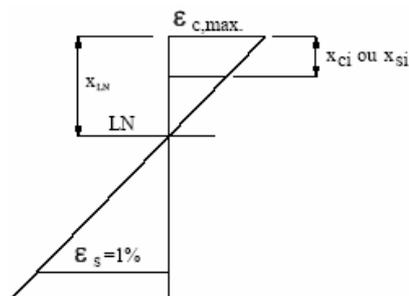


Figura 4.2 – Relações de deformações no domínio 2.

$$\epsilon_{s,max.} = 1,00\%$$

$$\frac{\epsilon_{c,max.}}{x_{LN}} = \frac{1\%}{d - x_{LN}} = \frac{\epsilon_{ci}}{x_{LN} - x_{ci}} = \frac{\epsilon_{si}}{x_{LN} - x_{si}}$$

No domínio 3, onde ($x_{2L} \leq x_{LN} \leq x_{3L}$), temos que, conforme Figura 4.3:

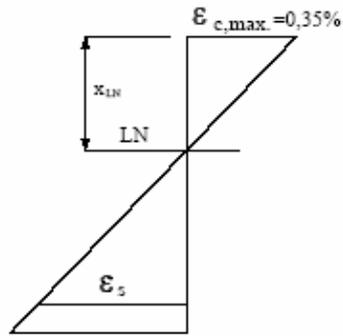


Figura 4.3 – Relações de deformações no domínio 3.

$$\varepsilon_{c,max.} = 0,35\%$$

$$\frac{0,35\%}{x_{LN}} = \frac{\varepsilon_{ci}}{x_{LN} - x_{ci}} = \frac{\varepsilon_{si}}{x_{LN} - x_{si}}$$

No domínio 4, onde ($x_{3L} \leq x_{LN} \leq x_{4L}$), temos:

$$\varepsilon_{c,max.} = 0,35\%$$

No domínio 5, onde ($x_{LN} \geq h$), vem, conforme indicado na Figura 4.4:

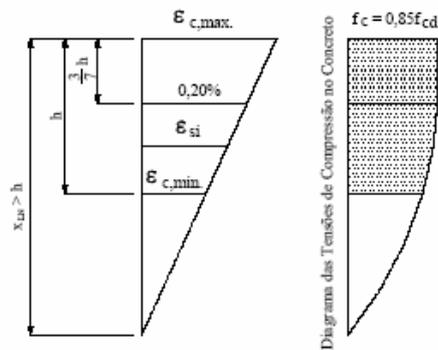


Figura 4.4 – Relações de deformações no domínio 5.

$$\frac{0,20\%}{x_{LN} - \frac{3}{7}x} = \frac{\varepsilon_{ci}}{x_{LN} - x_{ci}} = \frac{\varepsilon_{si}}{x_{LN} - x_{si}}$$

Para ($x_{LN} = \infty$) temos ($\varepsilon_c = \varepsilon_s = 0,2\%$), ($\sigma_c = f_c$) e ($\sigma_s = E_s \cdot 0,002$), resultando em:

$$N_d = A_{c,total} \cdot f_c + A_{s,total} \cdot \sigma_s$$

$$M_d = 0$$

A contribuição da fibra de carbono é também obtida no estado limite último, descontando-se das suas deformações no Estádio III aquelas obtidas na solicitação de serviço (Estádio II) na hora da aplicação das mesmas. Ou seja, o valor da deformação da fibra calculada para o estado limite último deve ser diminuída da deformação existente no elemento a ser reforçado quando da aplicação do sistema.

O cálculo é feito no Estádio II, onde a presença simultânea dos esforços N e M conduz a um procedimento de cálculo iterativo, variando-se a profundidade da linha neutra até que sejam encontrados os valores conhecidos de N e M. Essa determinação é, portanto, iterativa e normalmente é feita de acordo com os procedimentos indicados na seqüência, a partir da Figura 4.5.

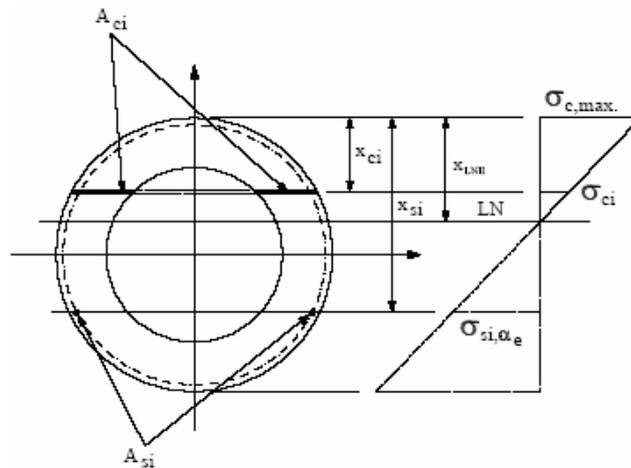


Figura 4.5 – Determinação iterativa até que sejam encontrados os valores conhecidos de N e M.

$$\frac{\sigma_{c,max.}}{x_{LNII}} = \frac{\sigma_{ci}}{x_{LNII} - x_{ci}} = \frac{\alpha_e \cdot \sigma_{si}}{x_{LNII} - x_{si}}$$

onde (x_{LNII}) é a profundidade da linha neutra no Estádio II.

$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,s}}$, relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

$$\sigma_{ci} = \frac{x_{LNII} - x_{ci}}{x_{LNII}} \sigma_{c,max.}$$

$$\sigma_{si} = \frac{x_{LNII} - x_{si}}{x_{LNII}} \sigma_{c,max.}$$

$$N_{serviço} = \sum A_{ci} \cdot \sigma_{ci} + \sum A_{si} \cdot \sigma_{si}$$

$$N_{serviço} = \left[\sum A_{ci} \frac{x_{LNII} - x_{ci}}{x_{LNII}} + \sum A_{si} \frac{x_{LNII} - x_{si}}{x_{LNII}} \right] \sigma_{c,max.}$$

Fazendo-se $\left[\sum A_{ci} \frac{x_{LNII} - x_{ci}}{x_{LNII}} + \sum A_{si} \frac{x_{LNII} - x_{si}}{x_{LNII}} \right] = \alpha_1$ vem:

$$N_{serviço} = \alpha_N \cdot \sigma_{c,max.}$$

$$M_{serviço} = \sum A_{ci} \cdot \sigma_{ci} \cdot y_{ci} + \sum A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot y_{si}$$

$$M_{serviço} = \left[\sum A_{ci} \frac{x_{LNII} - x_{ci}}{x_{LNII}} y_{ci} + \sum A_{si} \frac{x_{LNII} - x_{si}}{x_{LNII}} y_{si} \right] \sigma_{c,max.}$$

Fazendo-se $\left[\sum A_{ci} \frac{x_{LNII} - x_{ci}}{x_{LNII}} y_{ci} + \sum A_{si} \frac{x_{LNII} - x_{si}}{x_{LNII}} y_{si} \right] = \alpha_M$ vem

$$M_{serviço} = \alpha_M \cdot \sigma_{c,max.}$$

Então, $\sigma_{c,max.} = \frac{N_{serviço}}{\alpha_N}$

$$M_{serviço} = \alpha_M \cdot \frac{N_{serviço}}{\alpha_N} = \frac{\alpha_M}{\alpha_N} N_{serviço}$$

$$\frac{\alpha_M}{\alpha_N} = \frac{M_{serviço}}{N_{serviço}}$$

O valor de (x_{LNII}) que satisfaz o par (N_{serv}) e (M_{serv}) é determinado quando se satisfaz a relação acima.

No Estádio II, que é elástico, uma vez conhecida a profundidade da linha neutra (x_{LNII}) tem-se o valor de ($\epsilon_{c,max}$), obtido da Figura 4.6.

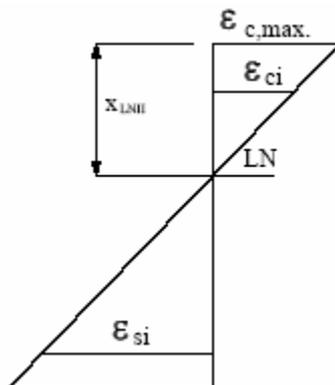


Figura 4.6 – Obtenção do valor de ($\epsilon_{c,max}$) no Estádio II quando conhecida a profundidade da linha neutra (x_{LNII}).

$$\frac{\epsilon_{c,max.}}{x_{LNII}} = \frac{\epsilon_{ci}}{x_{LNII} - x_{ci}} = \frac{\epsilon_{si}}{x_{LNII} - x_{si}}$$

$$\sigma_{c,max.} = E_{c,s} \cdot \epsilon_{c,max.}$$

Como a fibra aplicada está perfeitamente aderida à superfície da coroa, a deformação (ϵ_{ci}) será a mesma da fibra em serviço, ou seja:

$$\epsilon_{cf, serv.} = \epsilon_{ci}$$

Adota-se, finalmente, ($\epsilon_{cf, serviço} = \epsilon_{ci}$) como a deformação prévia da fibra de carbono.

- Para ($\epsilon_{cf, serviço} < 0$) a fibra de carbono está tracionada;
- Para ($\epsilon_{cf, serviço} > 0$) a fibra de carbono está comprimida.

Conhecida a pré-deformação da fibra de carbono decorrente das solicitações em serviço da peça, a contribuição final das mesmas será dada conforme Figura 4.7.

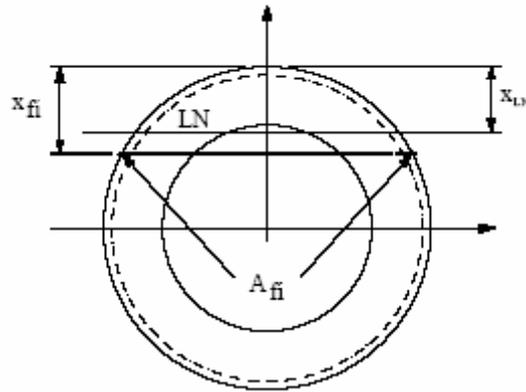


Figura 4.7 – Contribuição das fibras de carbono.

Como a fibra de carbono só trabalha à tração, para que a aplicação da mesma seja efetiva, deve-se ter a linha neutra no estado limite último dentro da seção, ou seja, $(0 \leq x \leq h)$.

Para cada valor de (x_{LN}) , teremos $(\epsilon_{ci} = \epsilon_{fi,d})$, estando assim determinados os pares de $(\epsilon_{fi, serviço})$ e $(\epsilon_{fi,d})$. Se $(\epsilon_{fi,d} > 0)$, ou seja, compressão, teremos $(\sigma_{fi} = 0)$. Caso $(\epsilon_{fi,d} < 0)$, ou seja, tração, duas situações distintas podem ocorrer:

$$\epsilon_{fi,d} < \epsilon_{fi, serviço} \Rightarrow \epsilon_{fi} = \epsilon_{fi,d} - \epsilon_{fi, serviço}$$

$$\epsilon_{fi,d} > \epsilon_{fi, serviço} \Rightarrow \epsilon_{fi} = 0 \Rightarrow \sigma_{fi} = 0$$

Finalmente, a contribuição devida à fibra de carbono será dada por:

$$N_{d,fi} = A_{fi} \cdot \sigma_{fi}$$

$$M_{d,fi} = A_{fi} \cdot \sigma_{fi} \cdot y_{fi,d}$$

Do exposto, pode-se concluir que o dimensionamento do reforço de uma seção em coroa circular, ou mesmo de uma seção circular, envolve procedimentos iterativos e que a sua determinação por procedimentos apenas manuais seria extremamente trabalhosa.

Entretanto, o desenvolvimento de um procedimento computacional para esse tipo de dimensionamento é relativamente simples em função da formulação necessária para se conseguir a iteração que conduza ao resultado desejado.

A Figura 4.8 mostra quais são os dados geométricos necessários para definir uma seção em coroa circular.

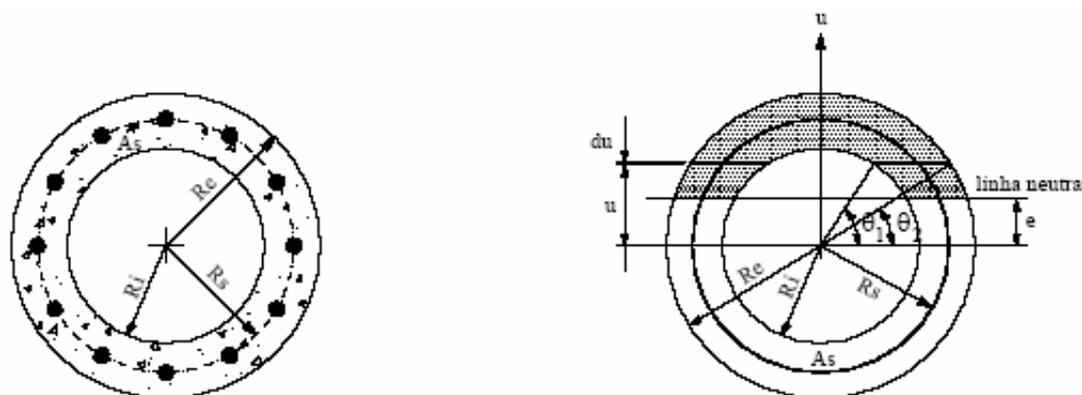


Figura 4.8 – Dados geométricos necessários para definir uma seção em coroa circular, onde, R_e é o raio externo da coroa circular, R_i é raio interno da coroa circular e R_s é o raio da circunferência onde se supõe distribuída a armação da seção, θ e 2θ são os ângulos necessários para a determinação do comprimento de uma seção de concreto com espessura (du) e, finalmente, a excentricidade da linha neutra em relação ao centro geométrico da seção é dada pela letra e .

Normalmente se admite um espaçamento uniforme da armação ao longo da circunferência quando da determinação das seções circulares e em coroa de círculo.

Além desses valores geométricos, é necessário o conhecimento do par de valores de (N) e (M) assim como as características mecânicas do concreto e do aço utilizados, o número e o diâmetro das barras de armadura utilizadas bem como as características da fibra de carbono e o seu número de camadas.

Com base na variação da posição da linha neutra, são determinados iterativamente, para cada variação prevista, os valores da força normal e o momento fletor resistente da seção. Quando o valor de (N) encontrado se igualar ao valor de (N) introduzido no início do cálculo, fica conhecido o momento resistente da seção devido à contribuição dos três materiais estruturais envolvidos, o concreto, o aço e a fibra de carbono.

4.1.5 Determinação dos esforços resistentes

Como exemplo, calcularemos os esforços resistentes do mesmo poste de telefonia celular que calculamos os solicitantes acima, ou seja, um poste de 30 m de altura com 60 cm de diâmetro. A saída do programa para a base do poste (momento máximo) será mostrada detalhadamente e, em seguida, apresentar-se à uma tabela com os esforços resistentes ao longo da altura do poste, para que se determine a altura de reforço necessária.

Deseja-se determinar o reforço necessário com lâminas de fibra de carbono para que a seção suporte uma sollicitação de flexão normal composta com $N_d = 14,2$ tf e $M_d = 134,1$ tf.m.

Para o cálculo será utilizado programa de computador que considera a divisão da seção da coroa circular para a iteração da seguinte maneira:

- $x_{LN} < h - 200$ posições
- $h \leq x_{LN} \leq 2h - 50$ posições
- $2h \leq x_{LN} < 3h - 20$ posições
- $x_{LN} = \infty - 1$ posição

O programa utilizado inicialmente calcula os esforços resistentes da seção sem a contribuição da fibra de carbono, levando em consideração exclusivamente as contribuições da seção de concreto e da armadura existente.

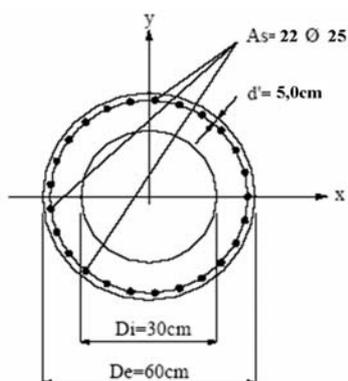


Figura 4.9 – Seção da base onde serão determinados os esforços resistentes.

Posteriormente o programa calcula os esforços finais resistentes da seção com a atuação reforço de fibras de carbono, considerando as alternativas de reforço desde 1 até “n” camadas. Foram considerados o coeficiente de minoração da fibra de carbono de 0,85 e estudadas até 4 camadas de fibras. Os dados de entrada do programa são apresentados na Tabela 4.10 e os resultados encontrados são apresentados da Tabela 4.11 até a Tabela 4.15.

Tabela 4.10 – Dados de entrada para determinar esforços resistentes na seção da base.

Valor da resistência f_c do concreto	40 MPa
Valor do diâmetro externo da coroa circular	60,0 cm
Valor do diâmetro interno da coroa circular	40,0 cm
Valor da profundidade do centro da armadura	4,5 cm
Número de barras	22
Diâmetro das barras	25 mm
Valor da força normal de cálculo	14,2 tf
Valor do momento fletor de cálculo	134,1 tf.m
Número máximo de camadas de fibra	4

Tabela 4.11 – Esforços resistentes sem a contribuição da fibra de carbono.

Iteração	RNCS (tf)	RMCS (tf.m)	RNF _i (tf)	RMF _i (tf.m)	RNT (tf)	RMT (tf.m)
66	4,1	94,6	0,0	0,0	4,1	94,6
67	9,6	95,2	0,0	0,0	9,6	95,2
68	15,1	95,7	0,0	0,0	15,1	95,7
69	20,5	96,3	0,0	0,0	20,5	96,3

Tabela 4.12 – Esforços resistentes com 1 camada de fibra de carbono.

Iteração	RNCS (tf)	RMCS (tf.m)	RNF _i (tf)	RMF _i (tf.m)	RNT (tf)	RMT (tf.m)
84	99,7	101,7	-99,6	18,4	0,1	120,1
85	104,8	101,9	-96,7	17,9	8,1	119,9
86	110,0	102,1	-94,0	17,5	16,0	119,7
87	115,1	102,3	-91,3	17,1	23,9	119,4

Tabela 4.13 – Esforços resistentes com 2 camada de fibra de carbono.

Iteração	RNCS (tf)	RMCS (tf.m)	RNF _i (tf)	RMF _i (tf.m)	RNT (tf)	RMT (tf.m)
94	151,2	103,1	-148,7	28,9	2,5	132,0
95	156,4	103,1	-144,4	28,2	12,0	131,3
96	161,6	103,1	-140,2	27,6	21,4	130,7
97	166,8	103,1	-136,1	26,9	30,7	130,0

Tabela 4.14 – Esforços resistentes com 3 camada de fibra de carbono.

Iteração	RNCS (tf)	RMCS (tf.m)	RNF _i (tf)	RMF _i (tf.m)	RNT (tf)	RMT (tf.m)
100	182,4	103,0	-186,8	37,4	-4,3	140,4
101	187,6	102,9	-181,2	36,5	6,4	139,4
102	192,8	102,8	-175,9	35,6	17,0	138,4
103	198,1	102,7	-170,6	34,7	27,4	137,4

Tabela 4.15 - Esforços resistentes com 4 camada de fibra de carbono.

Iteração	RNCS (tf)	RMCS (tf.m)	RNF _i (tf)	RMF _i (tf.m)	RNT (tf)	RMT (tf.m)
105	208,7	102,3	-214,2	44,0	-5,5	146,4
106	214,0	102,1	-207,7	42,9	6,3	145,0
107	219,3	101,9	-201,4	41,8	17,9	143,7
108	224,7	101,7	-195,3	40,7	29,4	142,4

As colunas dos resultados acima listados são identificadas conforme mostrado abaixo:

RNCS – força normal resistente devida à atuação conjunta do concreto e do aço;

RMCS – momento fletor resistente devido à atuação conjunta do concreto e do aço;

RNF_i – força normal resistente da fibra de carbono, com fator de redução de 0,85;

RMF_i – momento fletor resistente devido à fibra de carbono com fator de redução de 0,85;

RNT – força normal resistente do concreto, aço e fibra de carbono considerada com fator de minoração 0,85;

RMT – momento fletor resistente devido ao concreto, aço com a fibra de carbono considerada com fator de minoração 0,85;

De acordo com os resultados da Tabela 4.11 verificamos que a seção em coroa circular existente não tem condições de resistir ao momento fletor solicitante uma vez que o seu valor máximo está situado entre 95,2 tf.m e 95,7 tf.m (o valor correto deve ser interpolado a partir da segunda e terceira linhas da coluna RNT).

Da análise da Tabela 4.12 verificamos que o momento máximo resistente com a adoção de uma camada de fibra de carbono varia entre 119,7 tf.m e 119,9 tf.m,

conforme indicado na coluna RMT (o valor correto deve ser interpolado a partir da segunda e terceira linhas da coluna RNT), ambos inferiores ao valor do momento de reforço de 134,1 tf.m.

Conforme mostrado na Tabela 4.13 verificamos que o momento máximo resistente com a adoção de duas camadas de fibra de carbono varia entre 130,7 tf.m e 131,3 tf.m, conforme indicado na coluna RMT (o valor correto deve ser interpolado a partir da segunda e terceira linhas da coluna RNT), ambos inferiores ao valor do momento de reforço de 134,1 tf.m.

Analisando a Tabela 4.14 verificamos que o momento máximo resistente com a adoção de duas camadas de fibra de carbono varia entre 138,4 tf.m e 139,4 tf.m, conforme indicado na coluna RMT (o valor correto deve ser interpolado a partir da segunda e terceira linhas da coluna RNT), ambos superiores ao valor do momento fletor pedido para o reforço, de 134,1 tf.m. A solução de reforço seria, portanto, a adoção de 3 camadas de fibras de carbono.

O gráfico da Figura 14 mostra a evolução da resistência do reforço em função do número de camadas de fibra de carbono aplicada.

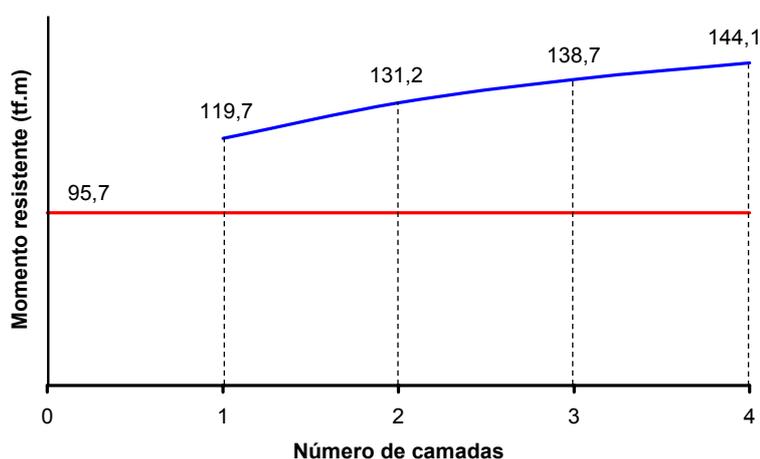


Figura 4.10 – Momento resistente na base do poste em função do número de camadas de fibra de carbono.

Pode ser observado que à medida em que se aumenta o número de camadas de fibras de carbono o momento resistente do reforço torna-se assintótico em função da eficiência da matriz epoxídica, que diminui à medida em que a sua espessura é

aumentada pelas camadas adicionadas. O resultado obtido condiz com a literatura (MACHADO, 2002) indica que após 5 camadas aplicadas de fibra de carbono para atender solicitações de flexão raramente se consegue aumento na capacidade resistente da peça reforçada.

No exemplo dado o aumento do momento resistente do poste com a colocação de uma camada de fibra de carbono foi de 25% enquanto o aumento entre a terceira e a quarta camada foi de apenas 4%.

A Tabela 4.16 mostra a comparação entre os esforços solicitantes e os resistentes dess poste ao longo da altura. Quando os esforços solicitantes superam os resistentes, eles são calculados com as camadas de fibra de carbono necessárias.

Tabela 4.16 – Comparação entre esforços solicitantes e resistentes.

Cota (m)	Momento solicitante (tf.m)	Momento resistente sem FC (tf.m)	Momento resistente com 1 camada de FC (tf.m)	Momento resistente com 2 camadas de FC (tf.m)	Momento resistente com 3 camadas de FC (tf.m)
30,0	0,0	11,1	-	-	-
29,0	1,5	12,0	-	-	-
28,0	3,2	12,8	-	-	-
27,0	5,1	13,7	-	-	-
26,0	7,2	14,6	-	-	-
25,0	10,5	18,0	-	-	-
24,0	14,0	21,6	-	-	-
23,0	17,6	22,8	-	-	-
22,0	21,5	26,9	-	-	-
21,0	25,6	31,1	-	-	-
20,0	29,8	32,7	-	-	-
19,0	34,3	37,4	-	-	-
18,0	38,9	39,0	-	-	-
17,0	43,6	44,0	-	-	-
16,0	48,5	45,8	70,3	-	-
15,0	53,5	51,1	76,7	-	-
14,0	58,7	53,2	80,7	-	-
13,0	64,0	55,6	85,1	-	-
12,0	69,4	61,4	92,0	-	-
11,0	74,9	61,5	92,0	-	-
10,0	80,6	65,4	94,9	-	-
9,0	86,3	69,2	97,9	-	-
8,0	92,1	72,9	100,8	-	-
7,0	97,9	76,6	103,8	-	-
6,0	103,8	80,3	106,8	-	-
5,0	109,8	80,4	106,8	118,3	-
4,0	115,8	84,1	109,9	121,4	-
3,0	121,9	88,4	113,5	125,0	-
2,0	128,0	92,1	116,7	128,2	-
1,0	134,1	95,7	119,7	131,2	138,7

A Figura 4.11 mostra a comparação entre esforços solicitantes e resistentes para a configuração sem reforço enquanto a Figura 4.12 apresenta a mesma comparação para a estrutura reforçada.

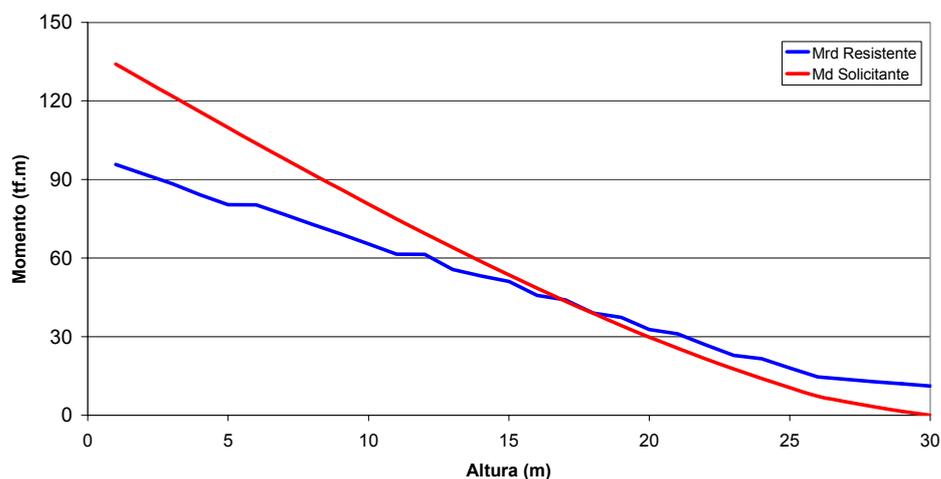


Figura 4.11 – Comparação entre esforços solicitantes e resistentes para a configuração sem reforço.

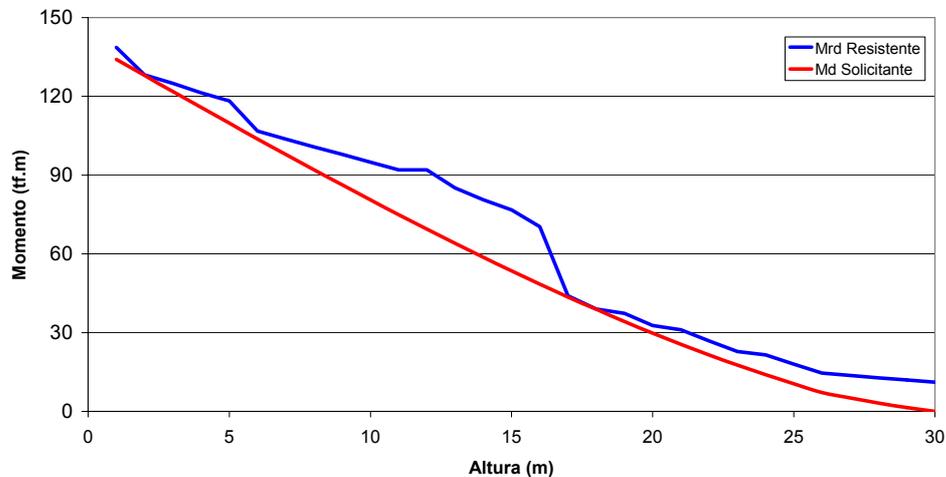


Figura 4.12 - Comparação entre esforços solicitantes e resistentes para a configuração reforçada.

Nesse exemplo, há necessidade de reforço à flexão até a altura de 16 m, sendo três camadas até 1 m, duas camadas até 5 m e uma única camada até 16 m.

4.2. Reforço das emendas por traspasse

Como as rupturas observadas na prática mostram fissuração e destacamento de todo o concreto de cobrimento (ver Figura 1.4), ruptura frágil, típica da existência de tensões de confinamento de baixa intensidade, optou-se por desprezar a armadura transversal existente e calcular a parcela máxima da força limite de aderência que pode ser imposta pelo concreto (T_c), reforçando-se a estrutura, por confinamento, até que se consiga obter a parcela faltante para conseguir resistir à força limite a que a armadura emendada pode ser submetida ($A_s \times f_{yd}$).

A equação apresentada abaixo e que será utilizada nesse trabalho para cálculo da parcela da força de aderência devida ao concreto (T_c) foi apresentada por ZUO; DARWIN (2000) e reúne 171 ensaios de diversos pesquisadores, realizados entre 1955 e 1998.

$$\frac{T_c}{f_c^{1/4}} = [59,8 \times l_d \times (c_{\min} + 0,5 \times d_s) + 2350 \times A_s] \times \left(0,1 \times \frac{c_{\max}}{c_{\min}} + 0,9 \right)$$

A equação acima é para unidades inglesas (libra-força e polegada), para que seja utilizado o sistema internacional de unidades (Newton e milímetro), deve-se utilizar a equação adaptada abaixo.

$$\frac{T_c}{38,7^{1/4}} = 15,5548 \times [2,3543 \times l_d \times (0,0397 \times c_{\min} + 0,0198 \times d_s) + 3,6425 \times A_s] \times \left(0,1 \times \frac{c_{\max}}{c_{\min}} + 0,9 \right)$$

Onde:

T_c – Parcela da força de aderência devida ao concreto de cobrimento (N);

f_c – Resistência média do concreto à compressão (MPa);

l_d – Comprimento de traspasse (mm);

d_s – Diâmetro da armadura longitudinal a ser emendada (mm);

A_s – Área da armadura longitudinal a ser emendada (mm²);

c_{\max} – máximo entre o cobrimento das armaduras (c_b) e a metade do espaçamento entre as armaduras (c_s) (mm);

c_{\min} – mínimo entre o cobrimento das armaduras (c_b) e a metade do espaçamento entre as armaduras (c_s) (mm);

O reforço foi dimensionado para a emenda mais crítica, de postes de 60 m de altura, com diâmetro externo de 100 cm, diâmetro interno de 76 cm, 22 barras de aço com 32 mm de diâmetro. Essa emenda foi a que rompeu nos 4 colapsos já ocorridos. A Tabela 4.17 apresenta os valores das variáveis utilizadas para o cálculo de T_c , considerando essa emenda mais crítica.

Tabela 4.17 – Valores das variáveis utilizadas para o cálculo de T_c , relativas à emenda utilizada para dimensionar o reforço.

Variáveis	Valores
f_c	38,7 MPa*
l_d	1170 mm
d_b	32 mm
A_s	804 mm ²
c_{\max}	49 mm
c_{\min}	27 mm*

* Valores mínimos obtidos na inspeção apresentada no capítulo 3.

Substituindo os valores da Tabela 4.17 na equação para cálculo da parcela da aderência devida ao concreto (T_c), obtém-se:

$$\frac{T_c}{38,7^{1/4}} = 15,5548 \times [2,3543 \times 1170 \times (0,0397 \times 27 + 0,0198 \times 32) + 3,6425 \times 804,2477] \times \left(0,1 \times \frac{49}{27} + 0,9\right)$$

$$T_c = 320025 \text{ N}$$

Outra vantagem do uso da fibra de carbono com densidade de 130 g/m² (comumente encontrada no mercado nacional) nessa região, é que como sua espessura é de apenas 0,165 mm, haverá necessidade de aplica-la em uma área elevada do comprimento de traspasse, distribuindo o confinamento ao longo do mesmo, melhorando a aderência entre aço e concreto.

Essa afirmação vai de encontro a uma consideração uma observação feita por HAMAD;NAJJAR (2002), que, estudando o efeito da armadura transversal em emendas por traspasse, constataram que após a ruptura dos corpos-de-prova a

aderência entre a armadura emendada e o concreto adjacente era melhor nas proximidades dos estribos, ou seja, próximo ao elemento onde efetivamente é dado o confinamento requerido.

Desprezando-se a armadura transversal presente nos postes, conforme citado anteriormente, temos a seguinte equação para a determinação da força total de aderência:

$$\frac{T_t}{f_c^{1/4}} = \frac{T_c + T_f}{f_c^{1/4}} = \frac{A_s \times f_{yd}}{f_c^{1/4}}$$

Onde:

T_t – Força total de aderência (N);

T_c – Parcela da força de aderência devida ao confinamento pelo concreto (N);

T_f – Parcela da força de aderência devida ao confinamento pela fibra de carbono (N);

f_{yd} – Resistência de escoamento do aço de armadura passiva, valor de cálculo (500 MPa/1,15);

A_s – Área da armadura longitudinal a ser emendada (mm²);

f_c – Resistência média do concreto à compressão (MPa);

A força de aderência total necessária para ancorar a força limite que a barra pode ser submetida é:

$$T_t = A_s \times f_{yd} = 8,042 \times 10^4 \times 434782,609 = 349673 \text{ N}$$

Ou seja, caberá ao confinamento com fibra de carbono contribuir com a diferença de T_t e T_c que é de 29648 N.

A contribuição da fibra de carbono foi calculada conforme proposta de HAMAD et al. (2004), que também estudaram o confinamento de emendas por traspasse com fibra de carbono. Segundo esse estudo:

$$\frac{T_f}{(\pi \times d_b \times l_d) \times \sqrt{f_c}} = K_{tr,f}$$

O parâmetro $K_{tr,f}$ leva em consideração a área de fibra de carbono transversal às armaduras emendadas, tensão efetiva no composto de fibra de carbono, quantidade e diâmetros das armaduras emendadas e espaçamento entre as lâminas de fibra de carbono.

$$K_{tr,f} = \frac{A_{tr,f} \times f_{fe}}{16,6 \times s_f \times d_b \times n_b}$$

Onde:

$A_{tr,f}$ – Área de fibra perpendicular às armaduras emendadas (mm^2);

f_{fe} – Tensão efetiva no laminado de fibra de carbono (MPa);

s_f – distância entre centros das lâminas de fibra de carbono (mm);

d_b – Diâmetro da armadura longitudinal a ser emendada (mm);

n_b – Número de armaduras longitudinais a serem emendadas;

No presente estudo, o valor de $K_{tr,f}$ necessário para completar o valor máximo da força de aderência (T_1) é:

$$K_{tr,f} = \frac{29648}{(\pi \times 32 \times 1170) \times \sqrt{38,7}} = 0,0405$$

Adotar-se-á para o cálculo de $K_{tr,f}$ as propriedades mecânicas da fibra de carbono fornecidas pelo fabricante (módulo de elasticidade, tensão de ruptura e deformação específica na ruptura), entretanto, a deformação específica (ε_{fe}) em 0,4% para garantir a aderência entre o compósito de fibra de carbono e o concreto,

considerando que a peça será totalmente envolvida com a fibra (PRIESTLEY et al., 1996).

Como a deformação específica é limitada, a tensão efetiva na fibra (f_{fe}) também será, conforme mostrado na equação abaixo.

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \times E_f = 0,004 \times 227000 = 908 \text{ MPa}$$

$$A_{tr,f} = \frac{K_{tr,f} \times 16,6 \times s_f \times d_b \times n_b}{f_{fe}}$$

$$2 \times n \times t_f = \frac{K_{tr,f} \times 16,6 \times d_b \times n_b}{f_{fe}}$$

$$n = \frac{0,0405 \times 16,6 \times 32 \times 22}{908 \times 2 \times 0,165} = 1,58$$

Ou seja, o reforço por confinamento com duas camadas de fibra de carbono deve ser suficiente para conter a fissuração e destacamento de todo o concreto de cobrimento, garantindo ruptura mais dútil, típica da existência de tensões significativas de confinamento.

Todo o procedimento apresentado acima vale se a seção de concreto do poste fosse plena, como os postes são tubulares, pode ocorrer fissuração na parede interna (não confinada). Por isso, além das duas camadas de fibra de carbono, o reforço proposto para estas emendas deficientes ainda engloba a necessidade do preenchimento do fuste do poste na região do traspasse (1,5 m acima e abaixo do flange) com graute de elevada resistência mecânica ($f_{c28\text{dias}} = 50\text{MPa}$) conforme esquema da Figura 4.13, de forma a impedir um possível deslocamento das armaduras no interior do mesmo.

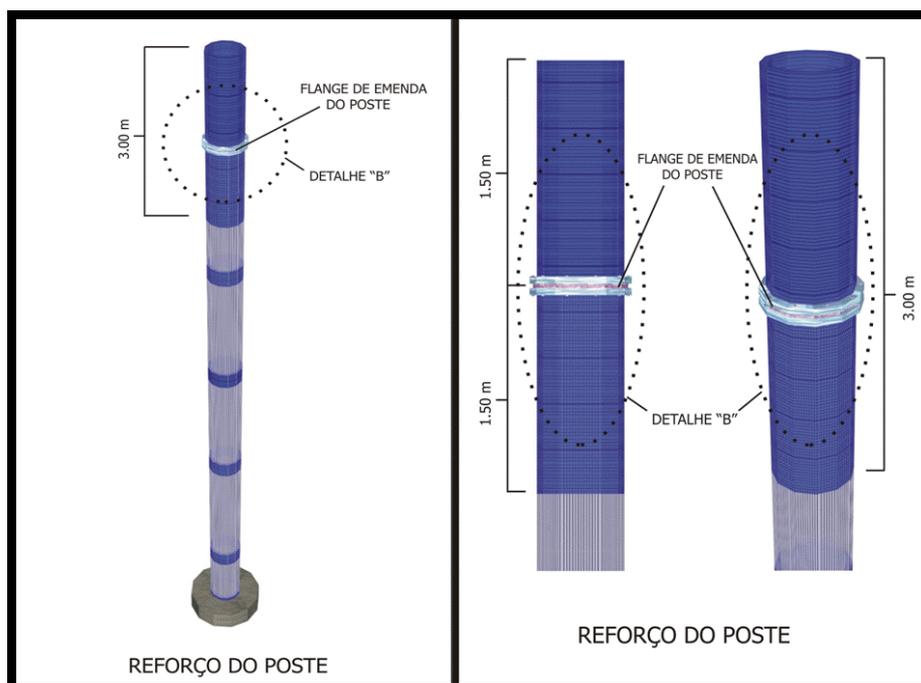


Figura 4.13 – Esquema do reforço proposto para a região do traspasse dos postes de concreto centrifugado.

Depois de reforçado, o poste também passa a atender a norma NBR 6118 (2003), o que pode ser visto na Tabela 4.18, que apresenta as mesmas informações da Tabela 3.10, agora para a condição reforçada.

Tabela 4.18 – Conformidade das emendas dos postes de concreto estudados em relação à norma NBR 6118 (2003) para a condição reforçada.

Exigências da norma técnica NBR 6118		Recomendado	Reforçado	Conformidade
Relativas à taxa de armadura	Deve ocupar menos de 8% da área da seção transversal	$\leq 8\%$	0,9% a 2,3%	Sim
Relativas ao diâmetro das armaduras longitudinais	Deve ser maior do que 10 mm	≥ 10 mm	25 ou 32 mm	Sim
	Deve ser inferior à 1/8 da menor dimensão transversal	≤ 75 mm	25 ou 32 mm	Sim
Relativas ao espaçamento mínimo entre as armaduras longitudinais	Deve ser maior ou igual à 20 mm	≥ 20 mm	60 mm	Sim
	Deve ser maior do que o diâmetro da armadura	≥ 32 mm	60 mm	Sim
	Deve ser maior ou igual à 1,2 vezes o diâmetro máximo dos agregados	$\geq 10,8$ mm	60 mm	Sim
Relativas ao comprimento de traspasse	deve ser maior do que o comprimento de traspasse para barras tracionadas isoladas da NBR 6118	≥ 66 cm ($\phi 25$ mm) ≥ 91 cm ($\phi 32$ mm)	117 cm	Sim
Relativas à armadura transversal (estribos)	deve resistir à força de uma barra emendada	≥ 213 kN ($\phi 25$ mm) ≥ 350 kN ($\phi 32$ mm)	986 kN	Sim
	deve ser constituídas por barras fechadas	Estribos helicoidais	confinado	Sim
	deve se concentrar nos terços finais da emenda	Concentrado nos 80 cm finais	confinado	Sim

Como se verifica na Tabela 4.18, este desenvolvimento conseguiu que após o reforço a ser utilizado como intervenção corretiva desse problema generalizado e congênito de todos os postes, estes passem a atender à legislação e às normas técnicas vigentes no país. Comparativamente aos procedimentos de intervenção anteriormente propostos pelo meio técnico, é o único que viabilizou o atendimento às exigências de norma.

Para comprovar experimentalmente a eficiência desse reforço, foi realizado um ensaio em escala real com segmentos que já haviam sido desmontados, a seguir descrito no capítulo 5 desta tese.

5. ENSAIO DAS EMENDAS POR TRASPASSE

5.1. Introdução

O objetivo de realizar um programa experimental foi o de comprovar o comportamento mecânico à flexão simples das ligações entre o flange e o fuste de concreto armado centrifugado, com especial atenção à região de traspasse de armaduras, tanto no caso de ligações reforçadas com compósito de fibra de carbono como no caso de ligações não-reforçadas.

Cada corpo-de-prova (ou modelo estrutural, montado para observação do comportamento estrutural da ligação submetida a esforços de flexão) foi constituído pela união de dois segmentos de postes, cada um com comprimento de aproximadamente 6 m, formando uma viga de seção circular vazada com emenda no meio do vão.

O procedimento de ensaio seguido foi o de solicitar os corpos-de-prova à flexão em ensaios cíclicos (ações repetidas) e ensaios monotônicos (carregamento crescente até a ruína).

O comportamento estrutural dos corpos-de-prova foi observado em todas as etapas dos ensaios, registrando-se as forças aplicadas e os correspondentes deslocamentos dos corpos-de-prova. Foi também observada a evolução da configuração de fissuras ao longo dos ensaios e anotadas as aberturas máximas em algumas etapas significativas, tendo sido elaborada a documentação fotográfica.

5.2. Características dos segmentos utilizados

Os segmentos de postes utilizados foram cortados com 6 m de comprimento, tendo flange numa única extremidade. As características dos segmentos dos postes, assim como outros dados levantados, encontram-se na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Características dos segmentos dos postes utilizados.

Segmento	Concreto				Armadura				
	Diâmetro Ext. / Int. ¹ (cm)	Espessura ² (cm)	fc ³ (MPa)	Posição da tela ⁴ (cm)	Número de barras de aço	Comprimento de traspasse (cm)	Espaçamento entre Barras ⁵ (cm)		
							Média	Máximo	Mínimo
15S1	59,4 / 37,9	11,1	45	152	15 ϕ 25	117	10,3	15	7
15S2	59,5 / 37,8	11,3	50	161	15 ϕ 25	117	10,5	17	7
13S1	59,5 / 36,1	11,7	40	153	13 ϕ 32	117	11,8	16	10
13S2	59,7 / 36,5	12,0	42	132	13 ϕ 32	117	12,0	15	9
13S3	59,6 / 36,0	12,1	44	157	13 ϕ 32	117	11,7	22	7
13S4	59,3 / 35,8	12,3	50	152	13 ϕ 32	117	12,0	20	9
Observações numeradas: ¹ Média de três medidas; ² Média de quatro medidas; ³ Resistência do concreto, média de 9 medidas com esclerômetro e obtenção da resistência pela correlação da Figura 2.11 ⁴ Posição da tela de controle da concretagem, a partir do flange; ⁵ Espaçamento entre barras na seção transversal.					Observações gerais: a) Todos os segmentos têm 6 m; b) Nomenclatura adotada neste trabalho: Número 15 ou 13: 15 barras ϕ 25mm ou 13 barras ϕ 32mm; S1, S2, S3 e S4: numeração dos segmentos do mesmo tipo.				

Dados adicionais dos flanges metálicos dos corpos-de-prova utilizados nesse estudo são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Dados adicionais do flange metálico.

Segmento	Espessura da chapa (mm)	Distância da face do flange à extremidade do colarinho de aço (cm)
15S1	35,7	14,5
15S2	35,7	15,3
13S1	51,7	12,8
13S2	48,0	12,0
13S3	48,0	14,0
13S4	51,8	13,0
Outros dados: diâmetro = 76 cm; número de furos=24; diâmetro do furo = 27 mm; distância do furo à borda do flange = 25 mm.		

5.3. Reforço dos módulos

As figuras seguintes apresentam a execução dos reforços dos segmentos utilizados nesse trabalho. A Figura 5.1 mostra a operação de grauteamento do núcleo de um dos segmentos reforçados, enquanto a Figura 5.2 mostra esse mesmo módulo já grauteado.

Para garantir que o graute preenchesse todo o núcleo do poste, foi utilizado um cachimbo e realizado um furo ao lado do anteparo situado a 1,5 m de cada

segmento. Com o enchimento do cachimbo, houve pressão suficiente para que o graute saísse pelo furo.



Figura 5.1 – Grauteamento de um dos segmentos reforçados.



Figura 5.2 – Aspecto de um segmento depois do grauteamento.

A Figura 5.3 ilustra a aplicação da fibra de carbono para o confinamento dos postes na região do traspasse de barras.



Figura 5.3 – Aplicação da fibra de carbono em um dos segmentos ensaiados em laboratório.

5.4. Estimativa da capacidade resistente das seções

Foi realizada uma estimativa da capacidade resistente dos postes com o intuito de programar as etapas de carregamento dos ensaios. Essa estimativa foi realizada conforme item 4.1.5 desta tese.

Para o cálculo das forças correspondentes aos momentos fletores resistentes, a serem aplicadas nos ensaios, considerou-se duas situações:

- Arranjo com uma força aplicada no meio do vão;
- Arranjo com duas forças aplicadas equidistantes de 1,80 m do meio do vão (3,60 m de distância entre si).

Na Tabela 5.3 estão apresentados os valores das forças correspondentes aos momentos fletores resistentes estimados.

Tabela 5.3 – Forças necessárias para atingir o momento fletor resistente.

CP	Arranjo com uma força (para que se atinja o momento resistente na seção do início da emenda por traspasse da armadura, a 1,20m do meio do vão)	Arranjo com duas forças (para que se atinja o momento resistente na trecho central de 3,60 m)
1	1 x 424 (kN)	-
2, 3 e 4	1 x 594 (kN)	2 x 346 (kN)

5.5. Metodologia geral do ensaio

Foram realizados quatro ensaios completos, cada um deles contando com etapas de carregamento cíclico e carregamento monotônico. Estes ensaios foram realizados sobre os corpos-de-prova denominados CP 1, CP 2, CP 3 e CP 4.

Cada corpo-de-prova foi montado na estrutura de reação do Laboratório de Estruturas da USP de São Carlos, utilizando um dispositivo em forma de berço em cada apoio e respectivos pórticos de reação.

Os corpos-de-prova receberam uma leve demão de pintura à base de cal, para facilitar a visualização das fissuras que surgiriam durante os ensaios.

As forças necessárias para solicitar os corpos-de-prova à flexão foram introduzidas por meio de dois procedimentos:

- no caso de carregamento cíclico, foi disposto um atuador servo-hidráulico de dupla ação (controlado por equipamento programável, capaz de controlar a intensidade e a velocidade de aplicação das forças e dos deslocamentos), marca Instron, com capacidade máxima de 500 kN, tanto na tração como na compressão. Esse atuador ficava preso a um pórtico de reação numa extremidade e, na outra, aos flanges dos corpos-de-prova, por intermédio de uma articulação e um dispositivo de ligação feito de chapas de aço;
- no caso do ensaio monotônico, foram dispostos na seção de aplicação de cargas conjuntos de três cilindros hidráulicos de ação simples, sendo que as forças eram aplicadas inicialmente por um par de cilindros de menor capacidade. Quando se atingia o curso máximo dos cilindros, a força era transferida ao terceiro cilindro, de maior capacidade, para que ele continuasse a aplicar a força e desse continuidade à deformação do corpo-de-prova.

A Figura 5.4 e a Figura 5.5 ilustram a montagem e o esquema estático correspondente para carregamento cíclico em todos os ensaios. A Figura 5.6 e a Figura 5.7 ilustram a montagem e o esquema estático correspondente para carregamento monotônico, o qual foi empregado apenas no CP 1 (ensaio piloto), com aplicação de uma única força concentrada na seção dos flanges. Nos CPs 2, 3 e 4, foi utilizada uma montagem com duas seções de aplicação de forças, conforme se ilustra na Figura 5.8 e na Figura 5.9.

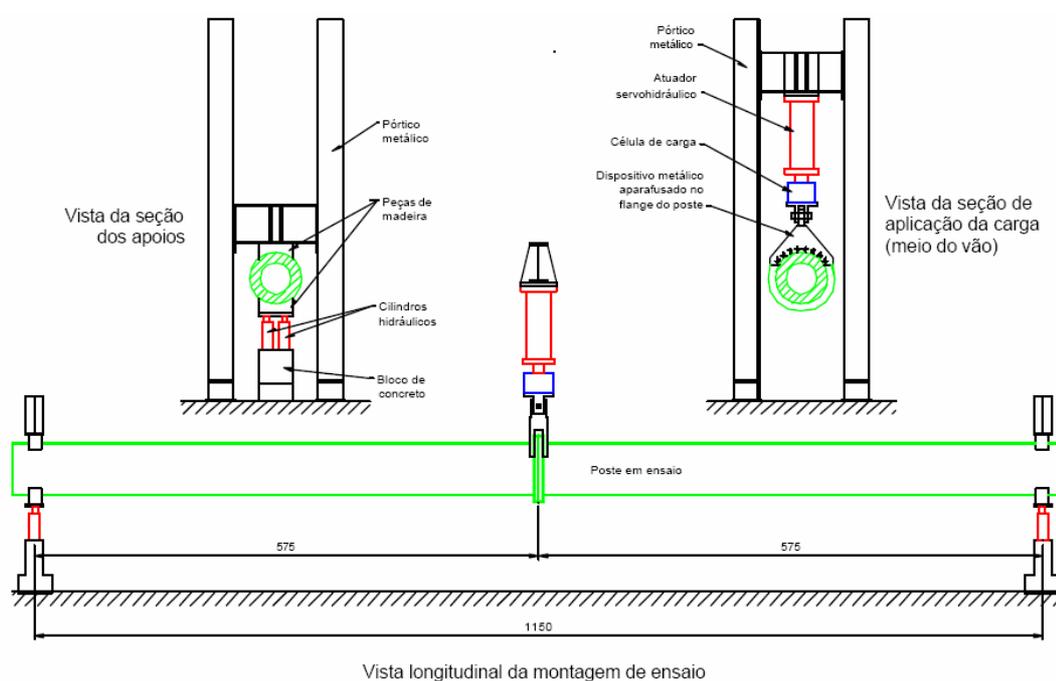


Figura 5.4 – Esquema da montagem de ensaio cíclico (medidas em centímetro).

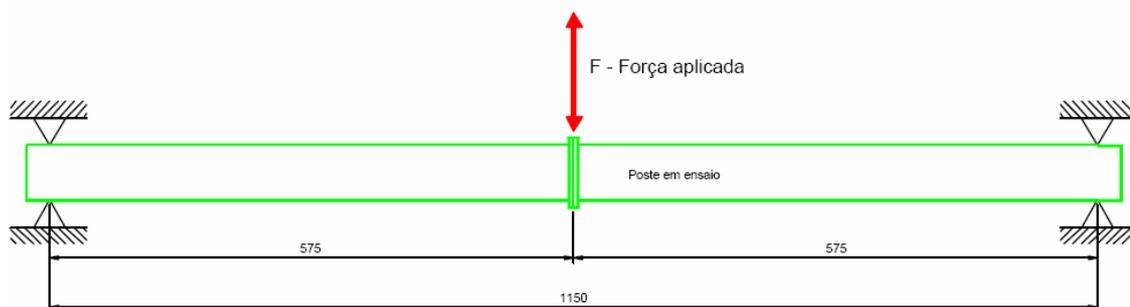
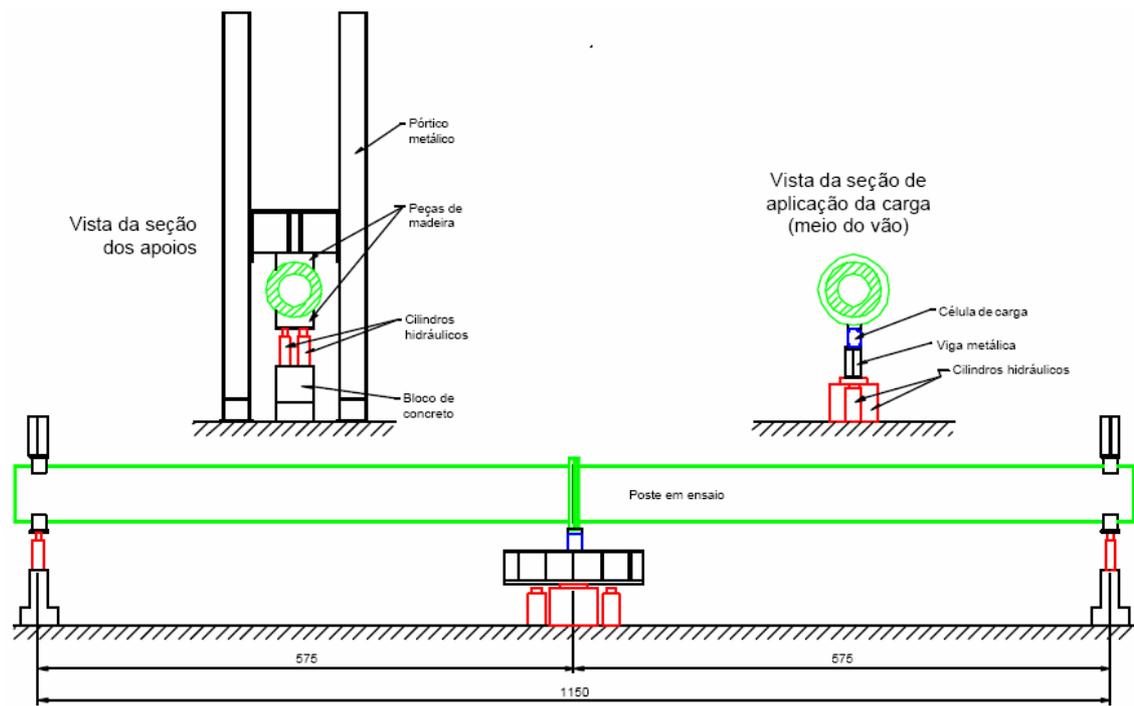


Figura 5.5 – Esquema estático do corpo-de-prova em ensaio cíclico (medidas em cm).



Vista longitudinal da montagem de ensaio

Figura 5.6 – Esquema da montagem de ensaio monotônico no caso particular do CP 1, ensaio-piloto realizado (medidas em cm).

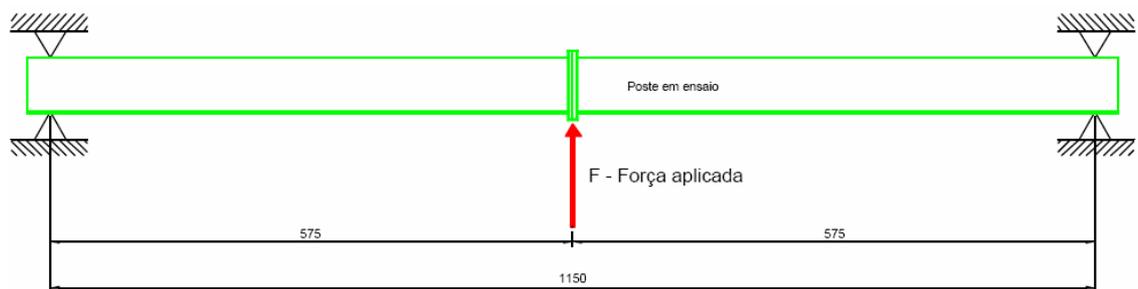


Figura 5.7 – Esquema estático do corpo-de-prova em ensaio monotônico no caso particular do CP 1, ensaio-piloto realizado (medidas em cm).

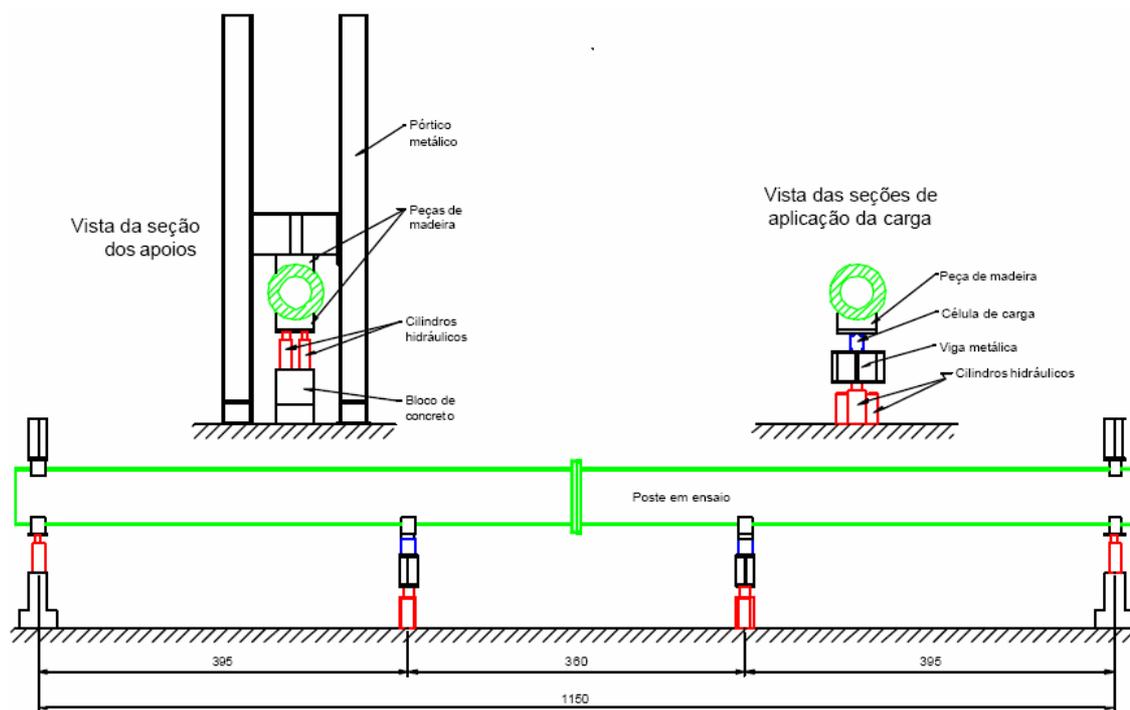


Figura 5.8 – Esquema da montagem de ensaio monotônico no caso dos CPs 2, 3 e 4 (medidas em cm).

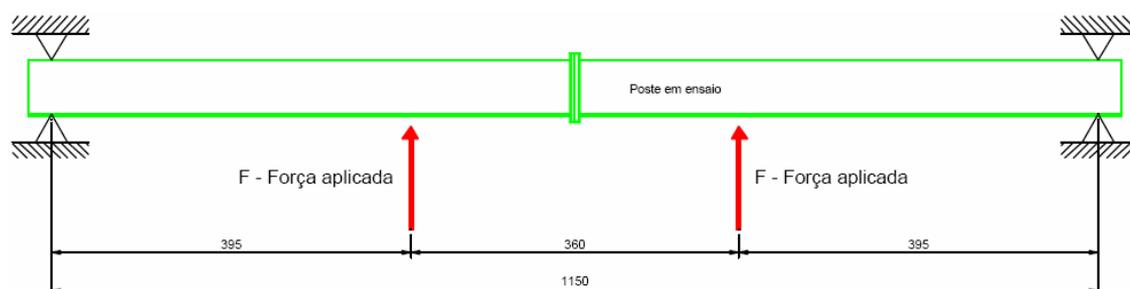


Figura 5.9 – Esquema estático do corpo-de-prova em ensaio monotônico no caso dos CPs 2, 3 e 4 (medidas em cm).

Com o intuito de submeter todos os corpos-de-prova a uma condição similar de utilização, optou-se por realizar um carregamento dinâmico simulando ventos que solicitem a estrutura com até 30% da carga última prevista antes de leva-los à ruptura estaticamente.

- 200 ciclos com carregamento de 15% da carga última prevista;
- 150 ciclos com carregamento de 20% da carga última prevista;
- 50 ciclos com carregamento de 30% da carga última prevista;
- Carregamento monotônico crescente até a ruptura.

As forças aplicadas, tanto pelo atuador servo-hidráulico como pelos cilindros hidráulicos, foram medidas por meio de células de carga acopladas aos sistemas de carregamento e registradas por computador.

Os deslocamentos do corpo-de-prova, causados pelos esforços solicitantes, foram medidos no meio do vão, junto ao flange, por meio de um transdutor elétrico. Foram instalados também transdutores junto aos apoios para monitorar deslocamentos de corpo rígido. Os valores dos deslocamentos foram registrados por computador.

Antes de dar início aos ensaios, foi aplicada uma força (ou duas forças, no caso dos ensaios monotônicos dos CPs 2, 3 e 4) com valor calculado para anular o momento fletor na seção do meio, causado pelo peso próprio. O valor “zero” de referência para os deslocamentos medidos nos ensaios corresponde a esta situação.

Em todas as etapas de carregamento dos ensaios foi feita a inspeção visual da superfície dos corpos-de-prova e a marcação com giz de cera das fissuras observadas. Ao lado de cada trecho ou ramo de uma fissura foi anotado o valor da força aplicada correspondente à etapa de inspeção. A Figura 5.10 ilustra os principais componentes da montagem de ensaio.



Figura 5.10 – Ilustração dos principais componentes da montagem de ensaio.

5.6. Resultados do ensaio piloto (CP 1)

Esse ensaio foi realizado com o intuito de verificar se o arranjo experimental existente conseguiria simular condição próxima à encontrada na prática, balizando os ensaios seguintes. O CP 1 consistiu da união dos segmentos 15S1 e 15S2 (armados com 15 barras de 25 mm de diâmetro), sendo o único ensaio realizado com módulos diferentes dos demais.

A condição de referência “zero” no ensaio, tanto para forças como para deslocamentos, corresponde àquela em que se anula o momento fletor no meio do vão, causado pelo peso próprio.

O ensaio cíclico foi realizado pela aplicação de forças alternadas, ou seja, de forças de compressão e de tração no atuador, conforme os esquemas da Figura 5.4 e da Figura 5.5.

No ensaio monotônico, o carregamento foi aplicado no meio do vão, conforme os esquemas da Figura 5.6 e da Figura 5.7. A Figura 5.11 mostra o CP 1 sendo ensaiado ciclicamente.



Figura 5.11 – Ensaio cíclico realizado no CP 1. (a) Vista geral da montagem do CP 1. (b) Detalhe do dispositivo de carregamento.

Durante o ensaio cíclico surgiram fissuras na parte superior e inferior, em virtude do carregamento alternado. Não foram avaliadas as aberturas de fissuras, e também não foram feitas medições dos deslocamentos por se tratar de ensaio-piloto.

A Figura 5.12 mostra o CP 1 durante e ao final da realização do ensaio monotônico.

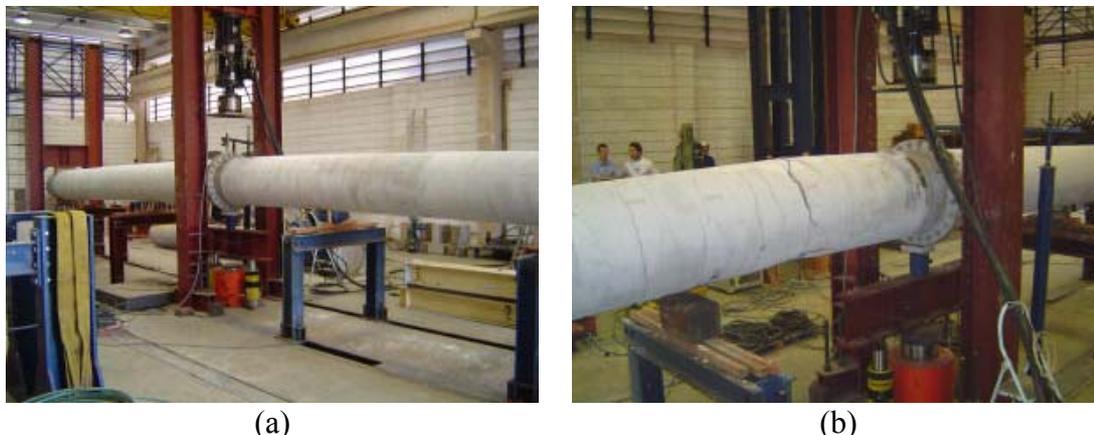


Figura 5.12 – Ensaio monotônico realizado no CP 1. (a) Vista geral do CP 1 em ensaio monotônico (visto do lado leste). (b) Detalhe do CP 1 ao final do ensaio (visto do lado oeste).

A Figura 5.13 e a Figura 5.14 mostram aspectos do segmento 15S1 (onde se deu a ruptura) ao final do ensaio monotônico. Uma fissura pronunciada surgiu no final da região de traspasse, situada a aproximadamente 1,20 m do flange. A ruptura da seção ocorreu por esmagamento do concreto, conforme se observa na Figura 5.13(b). O esmagamento do concreto ocorreu de forma paulatina (de modo não-brusco), a medida em que se procurava manter a carga aplicada.

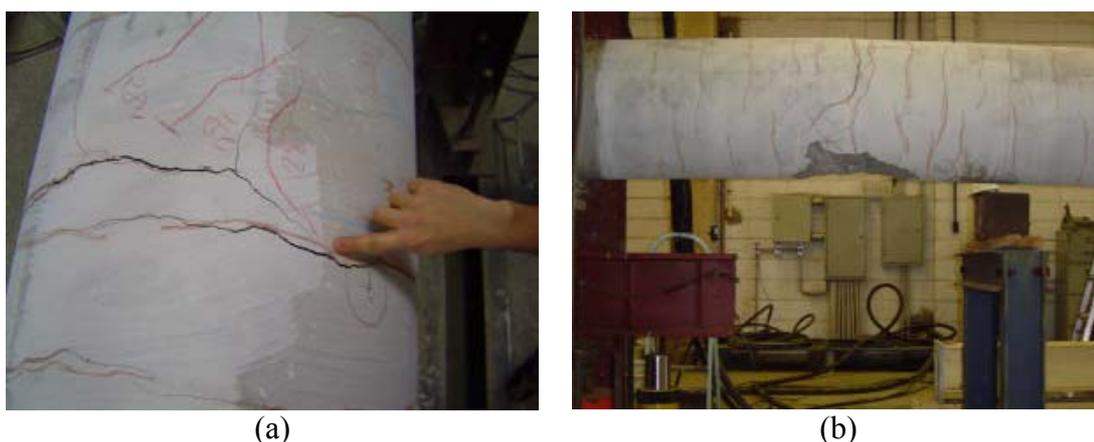


Figura 5.13 - Detalhes do segmento 15S1 após ruína. (a) Fissura pronunciada no segmento 15S1. (b) Esmagamento do concreto na região inferior.



Figura 5.14 – Outros detalhes do segmento 15S1 após colapso. (a) Configuração de fissuras transversais e longitudinais próximo à ruína. (b) Camada de cobrimento retirada após o ensaio.

Foi possível notar um pequeno “degrau” junto à fissura crítica, ou seja, observou-se uma descontinuidade na superfície superior que sugeria uma tendência de destacamento do cobrimento de concreto e de levantamento da armadura.

A carga de ruptura do CP 1 foi de 325 kN (aplicada na seção central). O diagrama da Figura 5.15 mostra a evolução do deslocamento central (flecha) com o aumento da força aplicada.

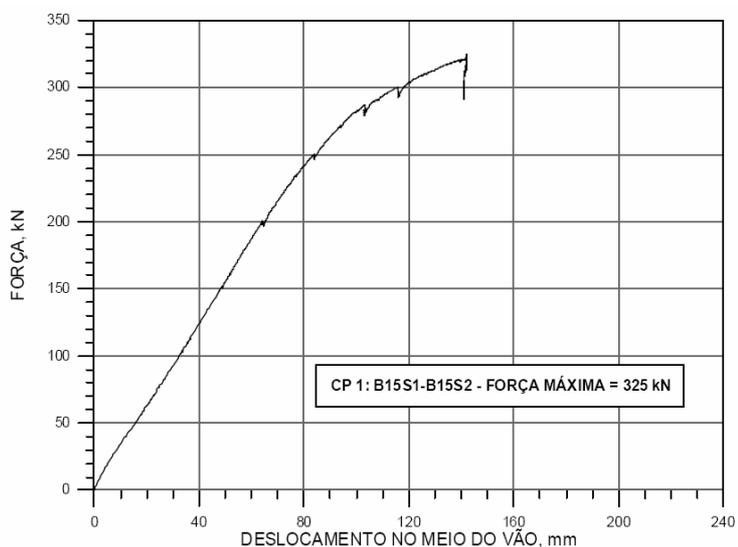


Figura 5.15 – Diagrama força x deslocamento do ensaio monotônico de CP 1.

Como a tipologia da ruptura observada no CP 1 não foi similar à observada na prática (ver Figura 5.16), optou-se por realizar todos os ensaios seguintes, dividindo-se o carregamento estático em duas forças simetricamente aplicadas em

relação ao flange metálico, a 1,8 m deste (ver Figura 5.9), garantindo que o esforço solicitante nessa região fosse igual ao do poste em operação, ou seja, momento puro, sem componente de cisalhamento, como no caso de uma única carga aplicada no flange (caso do CP 1).



(a)



(b)

Figura 5.16 – Comparação entre o aspecto da ruptura do CP1 (a) e a encontrada nos postes que colapsaram (b).

5.7. Resultados com segmentos não reforçados (CP 2)

O CP 2 consistiu da união dos segmentos 13S1 e 13S2 (armados com 13 barras de 32 mm de diâmetro, sem reforço na ligação).

A condição de referência “zero” no ensaio, tanto para forças como para deslocamentos, corresponde àquela em que se anula o momento fletor no meio do vão, causado pelo peso próprio.

O ensaio cíclico foi realizado pela aplicação de forças num único sentido, ou seja, forças sempre de tração no atuador. No ensaio monotônico, o carregamento foi aplicado por duas forças distantes 3,60 m entre si, conforme os esquemas da Figura 5.8 e da Figura 5.9. A Figura 5.17 mostra aspectos do ensaio cíclico do CP 2.



Figura 5.17 – Ensaio cíclico realizado no CP 2. (a) Vista geral da montagem do CP 2. (b) Aspecto da fissuração ao final do carregamento cíclico.

A Tabela 5.4 apresenta as aberturas de fissuras e a medição dos deslocamentos no meio do vão durante o carregamento cíclico realizado no CP 2.

Tabela 5.4 – Resultados do ensaio cíclico realizado no CP 2.

etapa de carregamento (valor nominal)	total de ciclos (valor nominal)	frequência Hz	ciclo	deslocamento máximo no meio do vão (mm)	abertura de fissura (mm)	
					no flange	no final do traspasse
até 90 kN	200	0,2	1	17,05	-	-
			200	18,18	-	-
até 120 kN	150	0,1	1	24,83	-	-
			150	27,57	0,08	0,10
até 180 kN	50	0,1	1	42,85	-	-
			50	45,97	0,12	0,26

A Figura 5.18 mostra o CP 2 durante a realização do ensaio monotônico, bem como o mapeamento das fissuras nele existentes após término do ensaio.

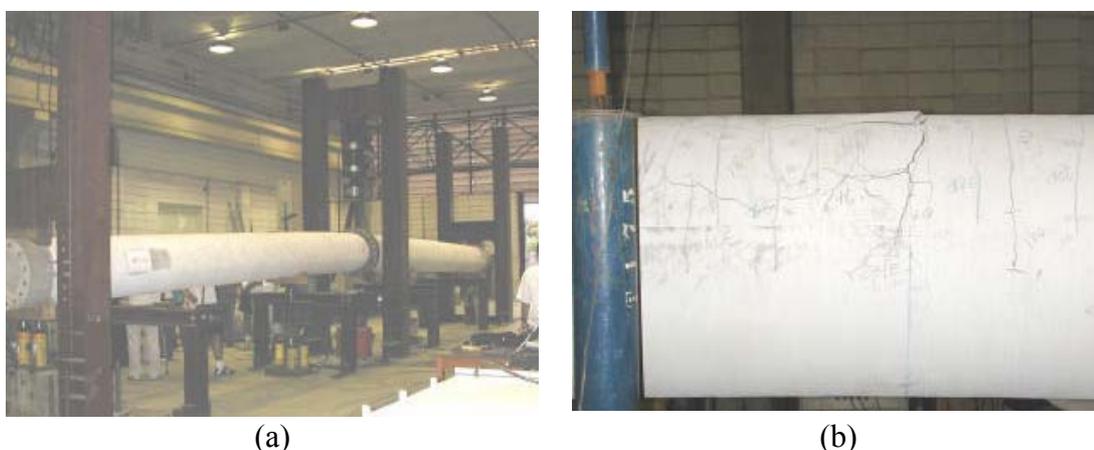


Figura 5.18 – Ensaio monotônico realizado no CP 2. (a) Vista geral do CP 2 em ensaio monotônico. (b) Detalhe do segmento rompido ao final do ensaio.

A Figura 5.19 destaca aspectos do segmento 13S1 (onde se deu a ruptura) ao final do ensaio monotônico. Uma fissura pronunciada surgiu no final da região de traspasse, situada a aproximadamente 1,20 m do flange. Neste caso, surgiu também uma fissura pronunciada junto ao flange. Ocorreu um destacamento do concreto junto ao flange de forma paulatina (de modo não-brusco), na medida em que se procurava manter a carga aplicada.



Figura 5.19 – Detalhes do segmento 13S1 após colapso. (a) Destacamento do concreto junto ao flange com cargas próximas à de ruína. (b) Fissura crítica a 1,2 m do flange metálico.

Toda a região de traspasse mostrou-se danificada, com fissuras longitudinais, transversais e inclinadas, formando uma rede (ver Figura 5.20), caracterizando escorregamento e perda de aderência da armadura nessa região.



Figura 5.20 – Fissuras mapeadas encontradas no segmento 13S1. (a) Lado leste. (b) Lado oeste.

No ensaio do CP 2, foi possível notar com maior clareza o aparecimento de um pequeno “degrau” junto à fissura crítica (a 1,2 m do flange), como se comentou

na descrição do ensaio do CP 1. Pode-se observar na Figura 5.19 e na Figura 5.20 a descontinuidade na superfície superior que sugere a tendência de destacamento do cobrimento de concreto e de levantamento da armadura.

A carga de ruptura do CP 2 foi de 272 kN (valor de cada uma das duas cargas aplicadas a 1,8 m do flange metálico). A Figura 5.21 mostra o gráfico força versus deslocamento correspondente ao ensaio monotônico do CP 2.

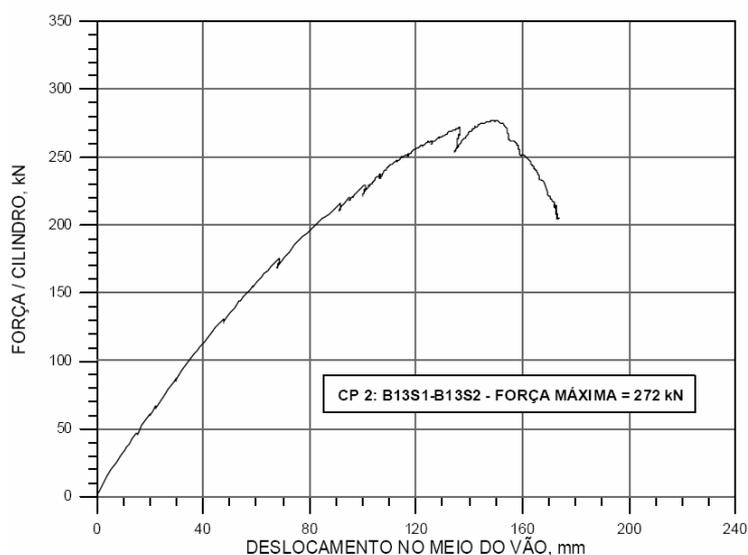


Figura 5.21 – Diagrama força x deslocamento do ensaio monotônico de CP 2.

A Tabela 5.5 apresenta a abertura de fissuras (que se mostraram mais significativas durante o ensaio) para algumas das etapas do carregamento monotônico do CP 2.

Esse ensaio já mostrou fissuras mapeadas na região do traspasse, similares às encontradas na prática, mostrando que o arranjo estrutural com duas cargas, sendo cada uma delas aplicada à 1,8 m do flange de um segmento, conseguiu reproduzir de modo mais real a ruptura encontrada na prática, nos postes que colapsaram.

Tabela 5.5 – Abertura das fissuras mais significativas do CP 2.

Força aplicada* (kN)	Abertura de fissura (mm)	
	No flange	Fim do traspasse
66	0,08	0,14
87	0,10	0,18
131	0,12	0,30
175	-	0,44
218	-	-
230	-	0,70
260	-	1,60

* Força aplicada em cada uma das duas seções de carregamento

5.8. Resultados com segmentos reforçados (CP 3)

O CP 3 consistiu da união dos segmentos 13S3 e 13S4, armados com 13 barras de 32 mm de diâmetro, reforçados na região de traspasse com enchimento interno e confinamento com fibra-de-carbono.

A condição de referência “zero” no ensaio, tanto para forças como para deslocamentos, corresponde àquela em que se anula o momento fletor no meio do vão, causado pelo peso próprio.

O ensaio cíclico foi realizado pela aplicação de forças num único sentido, ou seja, forças sempre de tração no atuador. No ensaio monotônico, o carregamento foi aplicado por duas forças distantes 3,60 m entre si, conforme os esquemas da Figura 5.8 e da Figura 5.9. A Figura 5.22 mostra aspectos do ensaio cíclico do CP 3.



Figura 5.22 – Ensaio cíclico realizado no CP 3. (a) CP sob carregamento cíclico. (b) Marcação de eventuais fissuras no compósito de fibra de carbono.

A Tabela 5.6 apresenta as aberturas de fissuras e a medição dos deslocamentos no meio do vão durante o carregamento cíclico realizado no CP 3.

Tabela 5.6 – Resultados do ensaio cíclico realizado no CP 3.

etapa de carregamento (valor nominal)	total de ciclos (valor nominal)	frequência Hz	ciclo	deslocamento máximo no meio do vão (mm)	abertura de fissura (mm)	
					no flange	no final do traspasse
até 90 kN	200	0,2	1	17,45	-	-
			200	19,03	-	0,06
até 120 kN	150	0,1	1	25,97	-	-
			150	28,29	-	0,10
até 180 kN	50	0,1	1	43,45	-	-
			50	45,52	-	0,10

A Figura 5.23 mostra o CP 3 durante a realização do ensaio monotônico, bem como o mapeamento das fissuras nele existentes após término do ensaio.



Figura 5.23 – Ensaio monotônico realizado no CP 3. (a) Vista geral do CP 3 em ensaio monotônico. (b) Detalhe do mapeamento do segmento rompido ao final do ensaio, fora da região do reforço.

A fissuração do concreto na região do reforço foi mais difícil de ser detectada, pelo fato de estar envolvida pelo compósito, mas foi possível observar algumas poucas fissuras transversais de flexão.

Uma fissura mais pronunciada surgiu junto ao flange do segmento 13S3. A ruptura do CP 3 ocorreu por esmagamento do concreto nesta seção junto ao flange, como mostra a Figura 5.24. O esmagamento do concreto ocorreu de forma paulatina (de modo não-brusco), na medida em que se procurava manter a carga aplicada, mas foi percebido um discreto estalo com a ruptura localizada das fibras do compósito,

caracterizando indícios de ruptura por deficiência de armadura na seção junto ao flange. Não se notou o “degrau” junto à fissura crítica, mencionado na descrição dos ensaios anteriores.

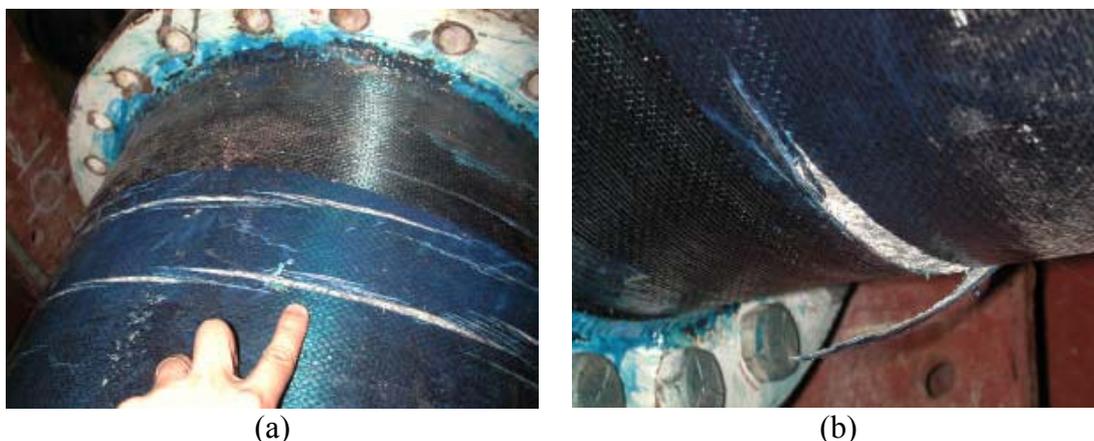


Figura 5.24 – Detalhes sobre a fissuração e o esmagamento do concreto no CP 3. (a) Aspecto de fissura de flexão junto ao flange. (b) Região de esmagamento do concreto e ruptura do reforço.

Após o ensaio, a camada de reforço foi removida. A Figura 5.25 mostra o aspecto do segmento na região da emenda. Mediante uma inspeção visual, pôde-se notar apenas algumas fissuras de flexão junto ao flange, já comentadas anteriormente. Como se vê na Figura 5.25, não se verificou danificação do concreto similar àquela verificada nos ensaios com segmentos não reforçados, sem o aparecimento do “degrau”, sem a configuração de fissuras em forma de mosaico, e sem a manifestação da tendência de destacamento do concreto de cobrimento.



Figura 5.25 – Detalhes sobre a região de traspasse do segmento rompido (13S3) do CP 3 após remoção da fibra de carbono . (a) Aspecto das fissuras junto ao flange. (b) Aspecto da superfície na região da emenda, sem a deterioração encontrada em segmentos não-reforçados.

A carga de ruptura do CP 3 foi de 280 kN (valor da carga aplicada em cada um dos dois pontos de carregamento). A Figura 5.26 mostra o gráfico força versus deslocamento correspondente ao ensaio monotônico do CP 3.

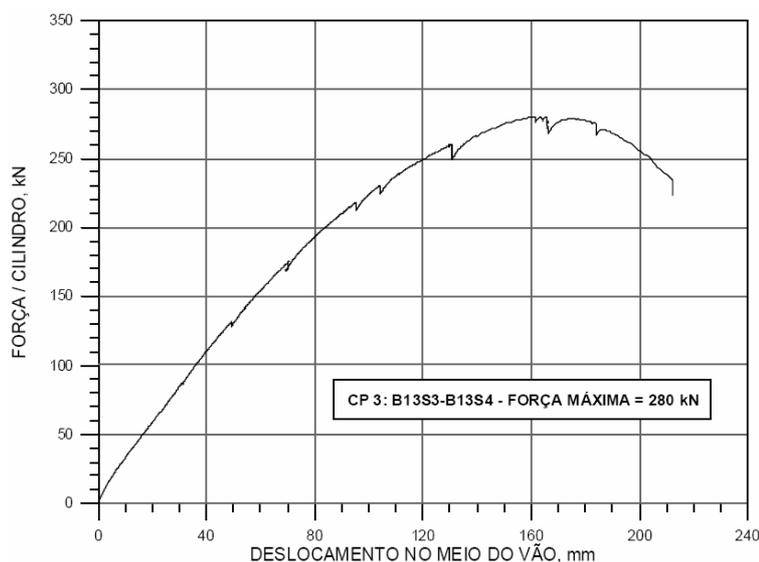


Figura 5.26 – Diagrama força x deslocamento do ensaio monotônico de CP 3.

A Tabela 5.7 apresenta a abertura de fissuras (que se mostraram mais significativas durante o ensaio) para algumas das etapas do carregamento monotônico do CP 3.

Tabela 5.7 – Abertura das fissuras mais significativas do CP 3.

Força aplicada* (kN)	Abertura de fissura (mm)	
	No flange	Fim do traspasse
66	0,12	0,10
87	0,20	0,10
131	0,30	0,20
175	0,50	0,30
218	0,70	0,40
230	0,80	0,45
260	0,90	0,85
* Força aplicada em cada uma das duas seções de carregamento		

5.9. Resultados com segmentos mistos (CP 4)

O CP 4 consistiu da união dos segmentos 13S2 e 13S4, armados com 13 barras de 32 mm de diâmetro, sendo um reforçado e outro sem reforço, que foram os remanescentes menos danificados dos corpos-de-prova CP 2 e CP 3. Para que o efeito dos danos introduzidos nos ensaios anteriores fosse reduzido, a posição dos segmentos foi invertida, ou seja, a região que havia sido tracionada nos ensaios anteriores passou a ser comprimida neste ensaio.

A condição de referência “zero” no ensaio, tanto para forças como para deslocamentos, corresponde àquela em que se anula o momento fletor no meio do vão, causado pelo peso próprio.

O ensaio cíclico foi realizado pela aplicação de forças num único sentido, ou seja, forças sempre de tração no atuador. No ensaio monotônico, o carregamento foi aplicado por duas forças distantes 3,60 m entre si, conforme os esquemas da Figura 5.8 e da Figura 5.9. A Figura 5.27 mostra aspectos gerais do ensaio cíclico do CP 4.



Figura 5.27 – Ensaio cíclico realizado no CP 4.

A Tabela 5.8 apresenta as aberturas de fissuras e a medição dos deslocamentos no meio do vão durante o carregamento cíclico realizado no CP 4.

Tabela 5.8 – Resultados do ensaio cíclico realizado no CP 4.

etapa de carregamento (valor nominal)	total de ciclos (valor nominal)	frequência Hz	ciclo	deslocamento máximo no meio do vão (mm)	abertura de fissura (mm)	
					no flange	no final do traspasse
até 120 kN	150	0,1	1	36,41	-	-
			150	40,58	-	0,10
até 180 kN	50	0,1	1	55,89	-	-
			50	59,17	-	0,12

A Figura 5.28 mostra o CP 4 durante a realização do ensaio monotônico, bem como o mapeamento das fissuras nele existentes após término do ensaio. A ruptura do CP 4 ocorreu no segmento não-reforçado (13S2), como se descreve com mais detalhes a seguir. No segmento reforçado (13S4) ocorreu apenas uma fissura transversal junto ao flange, na região do reforço.



Figura 5.28 – Ensaio monotônico realizado no CP 4. (a) Vista geral do CP 4 em ensaio monotônico. (b) Detalhe da única fissura visível no segmento reforçado.

A Figura 5.29 mostra a ruptura do CP 4, que ocorreu no segmento não-reforçado (13S2) de forma similar à que ocorreu na 13S1, do CP 2. Uma fissura transversal, no final da região de traspasse, situada a aproximadamente 1,20 m do flange, foi tornando-se cada vez mais pronunciada, à medida que ocorria o destacamento do concreto na seção junto ao flange. A ruptura ocorreu de forma paulatina (de modo não-brusco), à medida que se procurava manter a carga aplicada.

Toda a região de traspasse deste segmento mostrou-se severamente danificada, com fissuras longitudinais e transversais, mais algumas inclinadas, formando uma rede, caracterizando escorregamento e perda de aderência da armadura nessa região.

Observou-se também neste segmento (13S2) o aparecimento de “degrau” junto a uma fissura crítica no final do traspasse, como já se comentou na descrição dos ensaios de corpos-de-prova não reforçados (CP 2).



Figura 5.29 – Detalhes sobre a fissuração e o esmagamento do concreto no CP 4. (a) Aspecto de fissura crítica junto ao flange. (b) Região de esmagamento do concreto e ruptura do reforço

A carga de ruptura do CP 4 foi de 303 kN (valor de cada uma das duas cargas aplicadas na região central). A Figura 5.30 mostra o gráfico força versus deslocamento correspondente ao ensaio monotônico do CP 4.

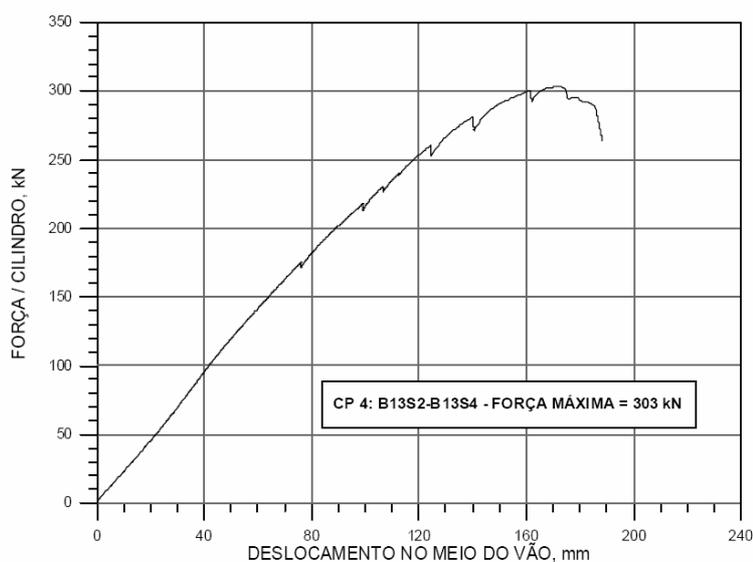


Figura 5.30 – Diagrama força x deslocamento do ensaio monotônico de CP 4.

A Tabela 5.9 apresenta a abertura de fissuras (que se mostraram mais significativas durante o ensaio) para algumas das etapas do carregamento monotônico do CP 4.

Tabela 5.9 – Abertura das fissuras mais significativas do CP 4.

Força aplicada* (kN)	Abertura de fissura (mm)	
	No flange	Fim do traspasse
66	-	-
87	-	-
131	-	-
175	-	-
218	0,60	0,40
230	0,70	0,60
260	0,80	0,90
* Força aplicada em cada uma das duas seções de carregamento		

Não foram detectados outros danos no segmento B13S4 (reforçado), além da fissura transversal mais pronunciada junto ao flange.

Após o ensaio, a camada de reforço foi removida. A Figura 5.31 mostra o aspecto do segmento na região da emenda. Mediante uma inspeção visual, pôde-se notar apenas algumas fissuras de flexão junto ao flange, já comentadas anteriormente. Como se vê na Figura 5.25, não se verificou danificação do concreto similar àquela verificada nos ensaios com segmentos não reforçados, sem o aparecimento do “degrau”, sem a configuração de fissuras em forma de mosaico, e sem a manifestação da tendência de destacamento do concreto de cobertura.



Figura 5.31 – Detalhes do segmento 13S4, não rompido, que compõe o ensaio realizado no CP 4. (a) Detalhe da aderência do graute com a parede do concreto após a realização do ensaio. (b) Segmento 13S4 reforçado após remoção da fibra de carbono, não mostrando deterioração superficial.

5.10. *Análise dos resultados*

A análise do tipo de ruptura dos corpos de prova 2 e 4 mostra que o aspecto da superfície de concreto, com fissuras mapeadas, típicas de falha na transferência de esforços na região do traspasse de armaduras, é muito próximo ao encontrado na prática, em postes que colapsaram. A Figura 5.32 mostra os segmentos não reforçados rompidos e um exemplo de ruptura encontrada na prática.

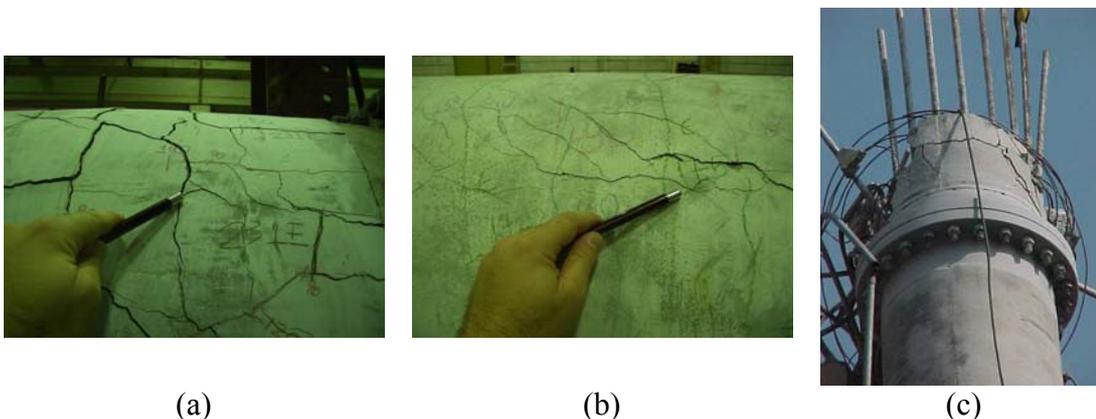


Figura 5.32 – Comparação dos segmentos não reforçados rompidos 13S1 (a) e 13S2 (b) e um exemplo de ruptura encontrada na prática (c).

Já os segmentos reforçados, tanto o rompido do CP 3 (13S3) quanto o não rompido do CP 4 (13S4), não apresentaram nenhuma fissura mapeada depois do ensaio, mostrando que o reforço proposto conseguiu eliminar a deficiência da emenda por traspasse desses postes, como pode ser visto na Figura 5.33.



Figura 5.33 – Aspecto dos segmentos reforçados após ensaio. (a) Segmento rompido do CP 3. (b) Segmento não rompido do CP 4.

Entretanto, as cargas de ruptura verificadas nos corpos-de-prova 2, 3 e 4 são similares, todas inferiores à prevista no item 4.4 desse trabalho, sendo, 79%, 81% e 88% do valor previsto para o CP 2, 3 e 4, respectivamente.

Mesmo as cargas de ruptura sendo similares, pode-se observar no gráfico carga x deformação apresentado na Figura 5.34 que, nos corpos-de-prova 2 e 4 (não-reforçados), a ruptura foi mais frágil (típica de ruptura por falha no traspasse) que a observada no CP 3 (reforçado).

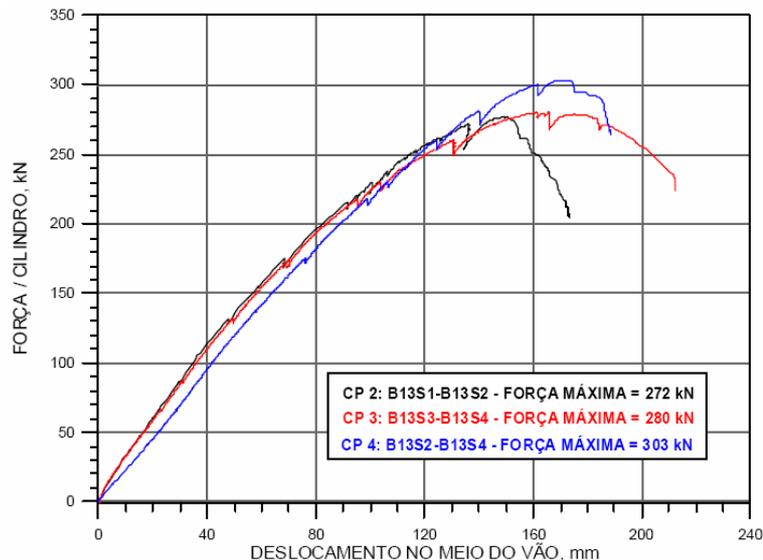


Figura 5.34 – Diagramas carga x deformação dos corpos-de-prova 2, 3 e 4.

Visando entender por que, apesar do CP 3 não apresentar fissuras mapeadas e ter uma ruptura mais dútil, a ruptura dos três corpos-de-prova se deu com cargas

similares, resolveu-se investigar o segmento 13S3, escarificando-o na região da ruptura (exatamente no término do colarinho do flange metálico), como mostrado na Figura 5.35.



Figura 5.35 – Região da ruptura do segmento 13S3 do CP 3.

Com essa escarificação, verificou-se falha executiva grave de todos os segmentos com 13 barras de 32 mm. As emendas desses postes, que possuem 13 barras longitudinais de 32 mm na região do traspasse, são feitas com 16 barras de 25 mm soldadas no flange metálico, havendo um estrangulamento da seção resistente nessa região (105 cm^2 para 79 cm^2 de área de aço), como pode ser observado na Figura 5.36.



Figura 5.36 – Estrangulamento da seção resistente dos módulos 13S1, 13S2, 13S3 e 13S4.

A Tabela 5.10 mostra o resultado da escarificação para determinação de todas as barras dos segmentos ensaiados, verificando-se que apenas no CP 1 as barras soldadas no flange são iguais às armaduras longitudinais emendadas com elas por traspasse.

Tabela 5.10 – Armaduras dos segmentos dos postes.

Segmento	Armadura soldada no flange		Armadura longitudinal	
	Quant.	ϕ (mm)	Quant.	ϕ (mm)
B15 S1	15	25	15	25
B15 S2	16	25	15	25
B13 S1	16	25	13	32
B13 S2	16	25	13	32
B13 S3	16	25	13	32
B13 S4	16	25	13	32

Ou seja, a ruptura do ensaio reforçado (CP 3) se deu com 81% da carga prevista considerando-se a seção com 13 barras de 32 mm, mas se deu com aproximadamente 100% da carga quando se prevê uma seção com 16 barras de 25 mm, seção imediatamente depois do flange metálico, onde há o estrangulamento da seção resistente.

A ruptura dos segmentos não reforçados se deu por falha da emenda por traspasse, fenômeno que ocorreu imediatamente antes da ruptura por estrangulamento da seção resistente (caso do CP 3).

Outro indício de que as rupturas ocorridas nos segmentos não reforçados são similares às verificadas na prática é a inspeção de um dos postes instalados em região próxima a Indaiatuba/SP, onde o vento registrado na estação meteorológica mais próxima foi de 70% do vento de projeto e o carregamento do mesmo era de 50%.

Pode-se verificar na Figura 5.37 a presença de uma fissura crítica no final do traspasse (1,2 m) na região tracionada e um destacamento do concreto junto ao flange na região comprimida, assim como verificado nos ensaios com segmentos não reforçados, como mostrado na Figura 5.38.

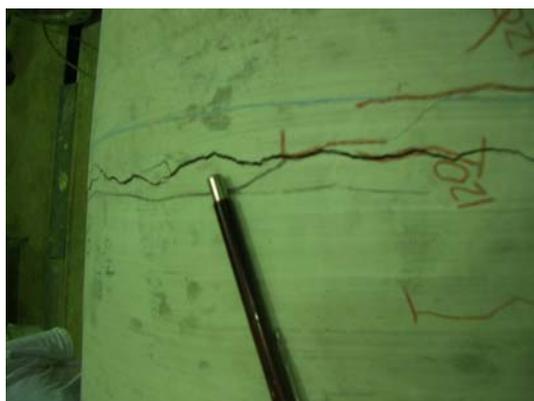


(a)



(b)

Figura 5.37 – Ruptura de poste em área onde houve vento forte. (a) Fissura crítica a 1,2 m do flange na região tracionada. (b) Destacamento do concreto junto ao flange na região comprimida.



(a)



(b)

Figura 5.38 - Ruptura dos segmentos não reforçados dos ensaios realizados no CP 3 e no CP 4. (a) Fissura crítica a 1,2 m do flange na região tracionada. (b) Destacamento do concreto junto ao flange na região comprimida.

O poste inspecionado na região de Indaiatuba/SP também apresenta fissuras mapeadas como as observadas nos ensaios de módulos não reforçados (ver Figura 5.39).

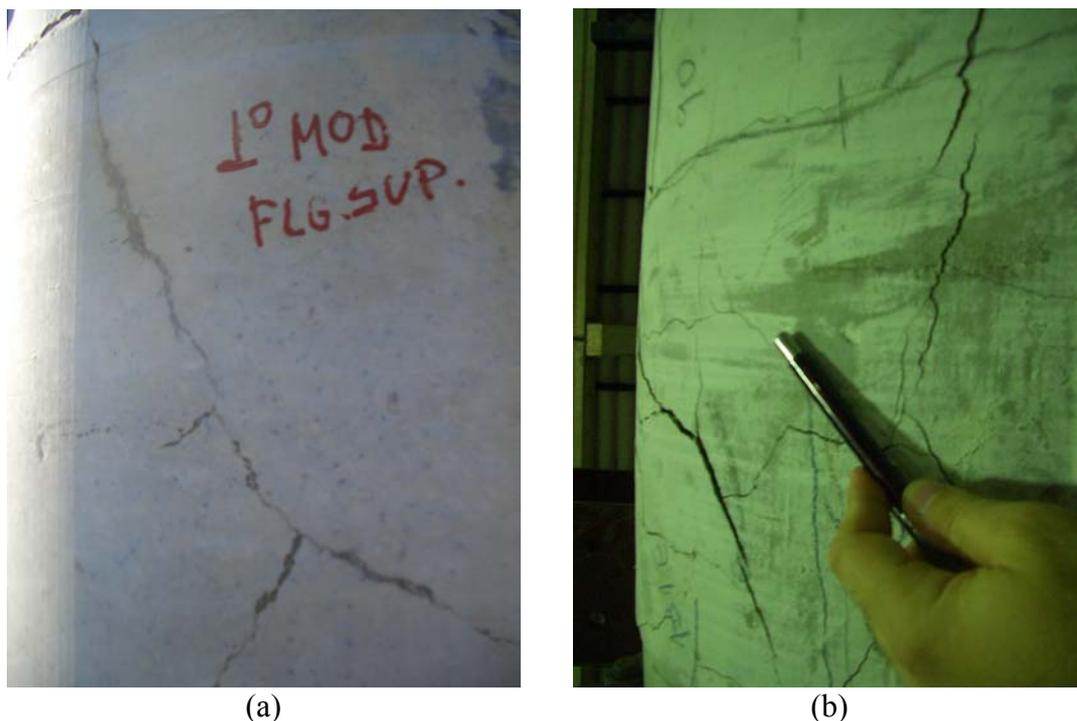


Figura 5.39 – Fissuras mapeadas encontradas tanto no poste inspecionado na região de Indaiatuba/SP (a) quanto nos segmentos não reforçados rompidos (b).

O presente programa experimental conseguiu reproduzir em laboratório os mecanismos de ruptura encontrado na prática para as emendas não reforçadas, com ruptura frágil e fissuração generalizada na região do traspasse. A ausência de fissuração nessa região dos postes reforçados mostrou que o reforço foi adequadamente concebido e dimensionado para eliminar o problema congênito desses postes, possibilitando a continuidade dos estudos, agora com a execução de um protótipo desse reforço, realizado em um poste em operação, apresentado no capítulo 6 dessa tese.

6. PROCEDIMENTO DE EXECUÇÃO DO REFORÇO (PROTÓTIPO)

Nesse capítulo são apresentadas as etapas da execução do reforço proposto, conduzido de forma a atender um dos desafios que é a não paralisação do sistema de telefonia celular em nenhum momento.

A Figura 6.1 mostra o início da montagem do andaime, que deve ter travessas de, pelo menos, 2,40 m, para que as atividades de reforço possam ser executadas adequadamente, havendo espaço entre o poste e as plataformas de trabalho.



Figura 6.1 – Início da montagem do andaime para realização da demonstração experimental in loco.

Em seguida, deve-se realizar uma inspeção antes do início da execução para levantamento da abertura e tipologia das fissuras e mapear as armaduras de 5 em 5 m, para verificar a capacidade resistente real do poste a ser reforçado.



(a)



(b)

Figura 6.2 – Inspeção realizada antes do início da execução. (a) Levantamento da abertura e tipologia das fissuras. (b) Utilização do pacômetro para localização de armaduras de 5 em 5 m, visando verificar a capacidade resistente real do poste.

Em seguida, como mostrado na Figura 6.3, foi realizada a verificação da contribuição de cada módulo no desaprumo total do poste; quando há inclinação relativa entre módulos, deve-se verificar se o desaprumo é construtivo ou fruto de deterioração da área de traspasse.



Figura 6.3 – Determinação do desaprumo do poste.

Em seguida, começa-se o reforço da região do traspasse com o enchimento interno do poste na área da emenda. Para que o grauteamento seja realizado apenas nessa área, foram executados dois furos com 7,5 cm de diâmetro, o primeiro 1,5 m abaixo do flange metálico e o segundo 1,5 m acima do mesmo, como mostrado na Figura 6.4.



Figura 6.4 – Execução de furo 1,5 m abaixo do flange metálico para colocação do anteparo e de furo 1,5 m acima do flange para grauteamento.

O furo abaixo do flange é para colocação de anteparo que permita o grauteamento apenas a partir desse ponto. O diâmetro do furo foi limitado de forma a

não cortar armaduras da estrutura. Por isso, o anteparo escolhido para essa atividade é uma bola de borracha inserida vazia e enchida com bomba manual dentro do poste, como visualizado na Figura 6.5.



Figura 6.5 – Colocação do anteparo para grauteamento.

O grauteamento deverá ser realizado pelo furo efetuado acima do flange, com a utilização de “cachimbo”, terminando-se o grauteamento apenas quando terminar de encher o “cachimbo”, assim, o próprio graute servirá para recompor a parede do poste, preenchendo o furo realizado. A Figura 6.6 ilustra a operação de grauteamento. Para melhorar a aderência entre o graute a a parede, deve-se umedecê-la imediatamente antes do lançamento do graute.



Figura 6.6 – Grauteamento pelo furo aberto 1,5 m acima do flange metálico com graute cimentício.

Em seguida, conforme apresentado na Figura 6.7, foi efetuado o lixamento do poste com disco diamantado visando uma eficiente abertura da porosidade do concreto, garantindo uma ancoragem adequada do sistema de fibra de carbono.



Figura 6.7 – Lixamento do poste com disco diamantado.

Antes da aplicação da fibra de carbono, deve-se aplicar uma camada de fibra de vidro em toda a superfície metálica da área a ser reforçada para isolar o aço do flange da fibra de carbono, evitando corrosão do aço pelo carbono (ver Figura 6.8).



Figura 6.8 – Fibra de vidro para isolar o carbono do aço do flange.

Após a colocação da fibra de vidro, aplica-se a fibra de carbono para confinamento na região de traspasse, conforme a Figura 6.9.



Figura 6.9 – Aplicação da resina epóxi e colocação da fibra de carbono.

Depois de aplicar a fibra de carbono, utilizou-se um rolo metálico ranhurado passado em um único sentido para expulsar o ar e orientar as fibras de carbono (ver Figura 6.10).



Figura 6.10 – Utilização de rolo metálico durante a aplicação da fibra de carbono.

Em alguns postes, onde há necessidade de reforço à flexão com panos de fibra na direção longitudinal (complemento da reabilitação do poste), visando manter o carregamento nominal de projeto, deve-se garantir um comprimento de ancoragem na base do poste de 80 cm. Para não retirar essa profundidade da areia compactada do cálice (visando maior segurança da operação), recomenda-se que seja retirado apenas 40 cm, aumentando o cálice também em 40 cm. A Figura 6.11 mostra um exemplo onde foi aplicado o reforço adicional à flexão enquanto a Figura 6.12 ilustra o aumento do cálice.



Figura 6.11 – Exemplo de reforço adicional à flexão.

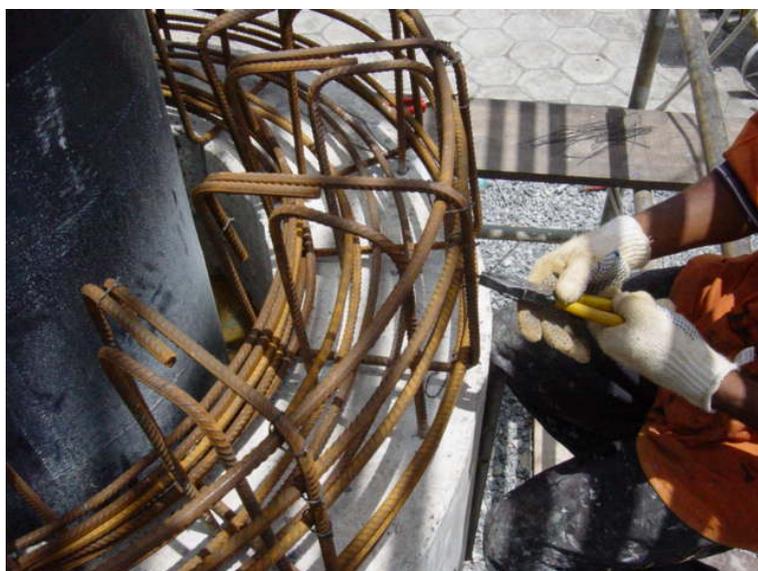


Figura 6.12 – Aumento do cálice para ancoragem da fibra de carbono do reforço à flexão.

Como alguns dos postes em operação inspecionados nesse trabalho apresentavam água em seu interior, optou-se, quando havia necessidade de reforço também a flexão, pela abertura de um sulco com disco-de-corte (ver Figura 6.13) para permitir perda dessa possível umidade interna que aflora da fundação para a

atmosfera, eliminando a possibilidade de descolamento do sistema de reforço com fibra de carbono por pressão negativa (MACHADO, 2002).



Figura 6.13 – Abertura de sulco entre panos de fibra de carbono à flexão.

Foram realizados ensaios de campo, em especial de aderência, conforme descrito no procedimento do ACI 440.2R (2002) e método de ensaio do ACI 503R (1997). Esse ensaio, realizado 24h após a colagem da pastilha metálica em um determinado poste, deve resultar em tensões de arrancamento superiores a 1,4 MPa. Caso isso não ocorra, há necessidade da realização desse ensaio em diversos outros pontos da estrutura, até que se consiga um mapeamento efetivo da área não-conforme, realizando-se reparo na mesma. A Figura 6.14 ilustra a execução de um ensaio de arrancamento.



Figura 6.14 – Ensaio de arrancamento para aceitação do sistema de fibra de carbono.
(a) Equipamento utilizado. (b) Aspecto da superfície após realização do ensaio.

O presente reforço atingiu às premissas iniciais de solucionar a causa dos colapsos anteriores sem alarmar a população, com um procedimento de execução rápido (aproximadamente 20 dias corridos), aparentando ser uma simples manutenção e deixando a estrutura reforçada com o mesmo aspecto de antes do reforço, como pode ser visto no exemplo de poste reforçado apresentado na Figura 6.15.



Figura 6.15 – Vista geral de um poste após término da reabilitação,

A pintura de proteção recomendada para proteger o sistema de reforço com fibra de carbono dos raios ultravioletas (RED REHABILITAR, 2005) é de base poliuretânica e foi aplicada em todo o poste, de forma a não se conseguir distinguir onde foi aplicada a fibra e onde apenas foi aplicado um verniz epóxi na estrutura de concreto do poste.

7. DURABILIDADE E MANUTENÇÃO

7.1. Avaliação da durabilidade da solução

O primeiro poste de concreto rehabilitado segundo a concepção desse trabalho foi na cidade de Americana/SP, com término da intervenção em março de 2004. Esse poste foi desmontado em setembro de 2006 por motivos econômicos, já que a operadora conseguiu cobrir a área sem a necessidade de mantê-lo em operação.

Esse desmonte foi realizado com fio diamantado, já que com a emenda reforçada a simples remoção dos parafusos não permitiria que o módulo fosse erquido devido ao grauteamento interno. A Figura 7.1 e a Figura 7.2 ilustram esse desmonte.



Figura 7.1 – Corte do poste com fio diamantado.



Figura 7.2 – Desmonte do poste.

Em seguida, com os dois módulos no chão (base e topo), fez-se um corte da região do traspasse (2 m para cima e para baixo do flange), levando esse trecho ao laboratório para que se avaliasse o estado dessa emenda após dois anos e meio da execução do reforço.

Tanto a pintura para proteção superficial da fibra de carbono quanto a pintura do flange metálico não apresentaram sinais de deterioração, como pode ser visto na Figura 7.3 e na Figura 7.4. Inclusive, na massa epóxi utilizada para vedar e evitar corrosão por frestas no espaço vazio entre as chapas metálicas de cada um dos módulos, tipicamente rígida, não havia sinal de fissuração (ver Figura 7.3), mostrando que não houve movimento relativo entre os módulos no período de operação do poste reforçado.



Figura 7.3 – Aspecto da pintura do flange metálico.



Figura 7.4 – Aspecto da pintura protetora da fibra de carbono.

Foram extraídos dois testemunhos (um de cada módulo) transversalmente ao eixo do poste visando determinar a resistência à compressão do graute e verificar se o mesmo encontrava-se aderido à parede do poste. A Figura 7.5 mostra que não existe espaço vazio entre o graute e o concreto do poste e a apresenta o resultado da ruptura dos testemunhos extraídos.



Figura 7.5 – Furo realizado para extração de testemunho do graute, podendo observar que o mesmo encontra-se aderido à parede de concreto do poste, não havendo espaço nenhum entre eles.

Tabela 7.1 – Resultado da ruptura dos testemunhos extraídos do graute do reforço.

Testemunho	Resistência à compressão (MPa)
01 – Módulo da base	50,7
02 – Módulo do topo	48,8

Para verificar a aderência entre a fibra de carbono e o substrato de concreto, realizou-se ensaio de percussão e não foi encontrado sinal de som cavo (vazio). Além disso, foram realizados ensaios de arrancamento em vários pontos do traspasse de armaduras no confinamento com fibra de carbono.

Em cada um dos módulos ligados pelo flange foram realizados nove ensaios de arrancamento, tentou-se observar a variação da resistência de aderência tanto transversal (3 linhas de ensaios a cada 120° do perímetro) quanto longitudinalmente (início, meio e fim do traspasse). A mostra um esquema da posição dos ensaios e a Figura 7.7 a foto de uma das linhas de ensaio em um dos módulos.

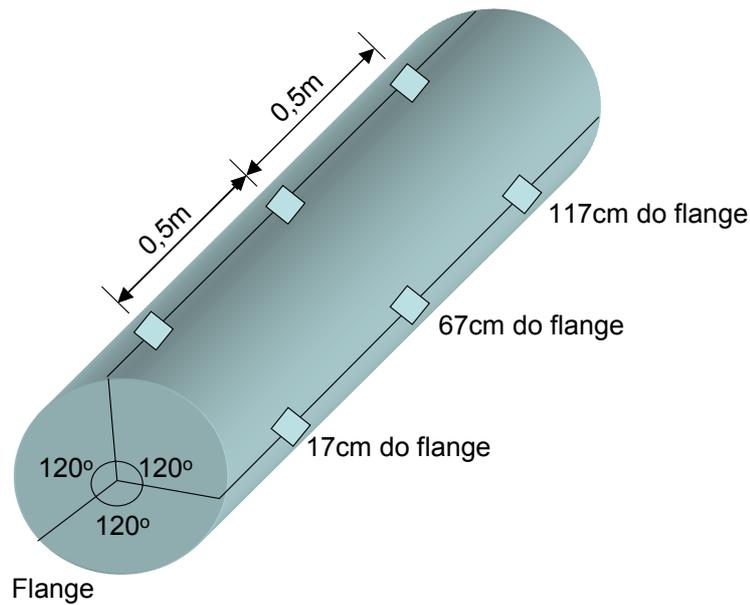


Figura 7.6 – Esquema do ensaio de arrancamento em cada um dos módulos.



Figura 7.7 – Uma das três linhas de ensaio em cada módulo.

Dos dezoito ensaios realizados, em dez o arrancamento se deu na interface entre a fibra e o substrato de concreto, conforme mostrado na Figura 7.8, sendo o valor obtido igual a tensão de arrancamento da fibra de carbono. Já em oito deles o arrancamento se deu no adesivo epóxi utilizado para colar a pastilha metálica na fibra de carbono (ver Figura 7.9). Em todos esses oito ensaios, a tensão obtida foi maior que o estabelecido pelo ACI 440 (2002) para aceitação do sistema (1,4 MPa), sendo assim, o resultado da tensão de arrancamento desses pontos é maior ou igual ao valor obtido.



Figura 7.8 – Exemplo de arrancamento na interface entre a fibra e o concreto.

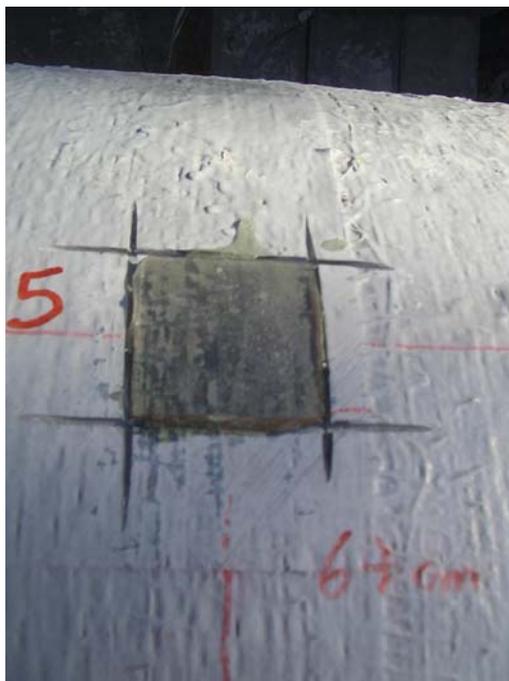


Figura 7.9 – Arrancamento na interface entre a fibra e a pastilha metálica (adesivo epóxi).

A Tabela 7.2 apresenta os resultados obtidos nos ensaios realizados na região do traspasse do poste desmontado.

Tabela 7.2 – Resultados de arrancamento na região do traspasse.

Módulo do ensaio	Distância em relação ao flange	Resultados na Linha 0° (MPa)	Resultados na Linha 120° (MPa)	Resultados na Linha 240° (MPa)
Base	17 cm	1,94	2,55	1,81
	67 cm	≥ 2,17	3,22	≥ 2,12
	117 cm	≥ 1,85	1,97	≥ 1,74
Topo	17 cm	3,17	≥ 2,32	2,91
	67 cm	1,99	≥ 1,79	1,62
	117 cm	≥ 1,45	3,08	≥ 2,10

Todos os valores obtidos foram superiores ao recomendado pelo ACI 440 (2002), mostrando que o sistema ao longo de todo o traspasse se encontra devidamente ancorado após 30 meses da execução do reforço.

Como esse poste também foi reforçado à flexão, esse mesmo ensaio também foi realizado nos primeiros metros onde essa fibra de carbono foi aplicada (região sujeita ao maior momento fletor), a Figura 7.10 ilustra a execução desse ensaio na base do poste e a Tabela 7.3 apresenta esses resultados.



Figura 7.10 – Ensaio de arrancamento realizado nos primeiros metros da base do poste (maior momento fletor).

Tabela 7.3 – Resultados do arrancamento realizado na base do poste.

Distância em relação à base do poste	Resultados na Linha 0° (MPa)	Resultados na Linha 120° (MPa)	Resultados na Linha 240° (MPa)
30 cm	1,55	3,00	≥ 2,22
120 cm	≥ 2,18	1,67	2,06
210 cm	≥ 2,12	≥ 1,51	≥ 1,54

Assim como no ensaio na região do traspasse, todos os valores obtidos na base do poste foram superiores ao recomendado pelo ACI 440 (2002).

7.2. Recomendações para manutenção

Segundo as recomendações da norma “ACI 440.2R-2002 Chapter 7” é indispensável que seja estabelecido um programa de manutenção preventiva “a posteriori” para observação e acompanhamento do desempenho em serviço dessa solução, compondo-se principalmente de:

- Inspeção periódica a cada máximo de 2,5 anos;
- Renovação da pintura de proteção superficial a cada 5 anos.

A inspeção deve ser conduzida da seguinte forma:

1. Observação visual geral visando encontrar qualquer mudança na cor, perda de aderência, destacamento, desfolhamento, descascamento, fissuração, bolhas, indícios de corrosão de armaduras ou outras manifestações deletérias. Essa inspeção deve ser realizada por equipe especializada, com experiência comprovada na área, munida de binóculo, máquina fotográfica, teodolito, trena, lápis cera, nível, fio de prumo, martelo de geólogo, fissurômetro, pacômetro, umidímetro e outros apropriados;
2. Busca de evidências de delaminação, ou perda de aderência entre camadas e entre substrato e primeira camada de fibra, através de percussão;
3. Comprovação da aderência através de ensaios de arrancamento ASTM D 4541 (2002);

4. Realizar o julgamento com base nos critérios de aceitação da norma ACI 440-2R-2002.

Caso haja necessidade, a seguir é apresentada a metodologia de reparo de pequenas deficiências do sistema de fibra de carbono como pequenas fissuras no laminado ou desgaste por abrasão/impacto podem ser reparadas aplicação de trechos de mantas ou lâminas sobre as regiões danificadas.

- Lixamento leve com lixa de grana 40 para criar uma rugosidade para posterior aplicação de manta que substitua o trecho danificado;
- Aplicar a primeira camada de resina “saturante” com rolo de poliéster com espessura de 1 cm;
- Aplicação da manta de fibra de carbono sobre o trecho danificado, acrescentando um traspasse de 30 cm no sentido das fibras;
- Aplicar a segunda camada de resina “saturante” com rolo de poliéster com espessura de 1 cm;
- Aplicar a pintura de base poliuretano alifática na mesma tonalidade da aplicada inicialmente.

Já no caso das grandes deficiências, acima de 160cm^2 , há necessidade da remoção da área afetada, preparação do substrato de concreto e re-aplicação do sistema de fibras de carbono originalmente utilizado, seguindo o procedimento apresentado a seguir:

- Delimitar a área deficiente com disco-de-corte regulado para profundidade de 0,5 cm;
- Remoção da fibra de carbono utilizando uma espátula e uma marreta leve (1kg);

- Efetuar o lixamento para remoção de fios de carbono restantes, “putty” e “primer” da aplicação anterior com lixadeira angular para concreto com disco de lixa diamantado;
- Aplicar o “primer” com rolo de poliéster com espessura de 1 cm;
- Aplicar o “putty” com desempenadeira de aço, dar atenção especial para as bordas do reparo, onde o “putty” deve eliminar o “degrau” existente entre a área de reparo e a fibra adjacente, caso isso não seja realizado haverá perda de eficiência do sistema, na medida em que a fibra aplicada sobre o reparo estará um pouco dobrada na borda do reparo pela diferença de espessura;
- Aplicar a primeira camada de resina “saturante” com rolo de poliéster com espessura de 1 cm;
- Aplicar a fibra de carbono sobre o trecho reparado, acrescentando um traspasse de 30 cm no sentido das fibras;
- Aplicar a primeira camada de resina “saturante” com rolo de poliéster com espessura de 1 cm;
- Aplicar a pintura de base poliuretano alifática na mesma tonalidade da aplicada inicialmente.

A metodologia de reparo do sistema de proteção superficial das fibras e do concreto é descrita abaixo.

- Deve ser renovado a cada 5 anos como máximo e sempre antes que apresente sinais visíveis e evidentes de deterioração (menos de 5% da área) pois tem o papel fundamental de proteger o sistema de fibra de carbono;
- Eventuais danificações localizadas por efeito de ações físico-mecânicas ou vandalismo devem ser imediatamente reparadas, pois comprometem o desempenho do sistema aplicado nesse poste.

Essa repintura deve ser renovada segundo procedimento de reparo mostrado a seguir:

- Realizar o lixamento manual com lixa de grana 40 para criar uma rugosidade para possibilitar a aderência entre a pintura antiga e a nova;
- Efetuar a pintura com tinta de base poliuretano alifática, em duas demãos.
- O mesmo procedimento deve ser realizado sobre o flange metálico. Caso haja sinais de corrosão no flange, deve-se remover toda a pintura (base epóxi e tinta poliuretânica) por meio de lixamento mecânico (tomando o cuidado de não danificar o corpo do poste);

Assim como a pintura do poste, a proteção superficial do flange metálico também deve ser renovada a cada 5 anos como máximo e quaisquer danificações localizadas por efeito de ações físico-mecânicas ou vandalismo devem ser imediatamente reparadas, pois comprometem o desempenho do sistema aplicado no flange. Essa atividade deve seguir as recomendações abaixo:

- Realizar o lixamento manual com lixa de grana 40 para criar uma rugosidade para possibilitar a aderência entre a pintura antiga e a nova;
- Efetuar a pintura com tinta de base poliuretano alifática, em duas demãos.
- Caso haja sinais de corrosão no flange, deve-se remover a pintura em toda a flange (base epóxi e tinta poliuretânica) por meio de lixamento mecânico (tomando o cuidado de não danificar o corpo do poste) seguido da utilização de escova de aço para remover a pintura residual em áreas onde a lixa não alcançou;
- Efetuar a pintura de base epóxi, em duas demãos;
- Efetuar a pintura com tinta de base poliuretano alifática, em duas demãos.

7.3. Recomendações para execução de novos postes

O problema patológico existente não condena a solução de postes para telefonia executados em concreto armado, desde que, ao invés da utilização de emendas por traspasse, a própria armadura longitudinal dos postes seja soldada nos flanges metálicos, mantendo a taxa de armadura constante e compatível com as usualmente empregadas em estruturas de concreto armado.

Outra recomendação seria aumentar os diâmetros dos postes, visando tanto a minimização dos efeitos de 2ª ordem quanto a redução da taxa de armadura dos mesmos.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1. Conclusões quanto ao diagnóstico

Os procedimentos experimentais de campo, de laboratório e as análises de gabinete realizadas foram suficientes para a elaboração de um diagnóstico consistente sobre as deficiências de projeto e executivas dos postes pré-moldados e tubulares de concreto armado centrifugados utilizados indiscriminadamente em sistemas de telefonia no país. A metodologia desenvolvida e empregada nesta tese conseguiu esclarecer a origem do problema (projeto estrutural dos postes); os agentes causadores (movimentos cíclicos por ação do vento); os sintomas (quadro típico de fissuras em local determinado e fissuras longitudinais) e o mecanismo de fadiga que destruiu o concreto na região das emendas por traspasse.

Apesar de que agora ter sido esclarecido, e, quem sabe para alguns até parecer óbvio, o diagnóstico conclusivo obtido desse problema, que afeta todas as empresas de telefonia do país, centenas de postes e que maculava indevidamente a imagem da solução em concreto armado para postes de grande altura e com antenas, pode ser considerado original e pioneiro. Várias inspeções foram realizadas e pareceres técnicos foram emitidos, discutindo o problema em maior ou menor profundidade. Porém, somente agora, depois desta pesquisa, foi possível estabelecer um efetivo diagnóstico. Entende-se por efetivo diagnóstico a avaliação abrangente do problema composta por comprovações e demonstrações da origem do problema, dos agentes causadores, da clara identificação dos sintomas e da explicação do mecanismo deletério envolvido.

Entende-se ainda como parte essencial de um diagnóstico a discussão de um prognóstico do problema encontrado frente a um cenário de não intervenção. Neste caso pesquisado a previsão de comportamento futuro das centenas de postes instalados e em operação foi sombria e apontaram para um risco inevitável e insustentável de colapso. Dessa maneira foi gerado outro desafio que também teve contribuições insatisfatórias do meio técnico que não o resolveu, exigindo esta

aprofundada pesquisa experimental para encontrar e demonstrar uma solução técnica consistente e que, ao mesmo tempo, atendesse a condicionantes políticos, institucionais, sociais e econômicos.

O diagnóstico dos colapsos dos postes de concreto armado centrifugados já ocorridos, teve origem num projeto estrutural da emenda por traspasse com uma taxa de armadura acima de qualquer limite tolerável por norma, por técnica e por bom senso. O mecanismo de ocorrência consistiu no dano cumulativo (fadiga) sofrido pela interface entre concreto e barras de aço, devido aos esforços provocados por ventos de intensidade moderada, ao longo da vida da estrutura.

Essa é a razão que justificou que todos os colapsos tenham ocorrido no flange mais carregado (mais próximo ao solo), onde esse dano é mais intenso, pois essa emenda é a que está submetida ao maior esforço por ação cíclica do vento.

A prova, ou melhor, demonstração do diagnóstico e mecanismo, foi dada pelos ensaios realizados em verdadeira grandeza, onde todos os postes não reforçados ensaiados apresentaram ruptura frágil, similar à encontrada nos colapsos conhecidos.

Além desse problema patológico congênito que envolveu todos os postes similares no país (da ordem de duas mil unidades), há outros que possuem deficiência de armaduras necessitando de reforço adicional à flexão devido à maior deformabilidade efetiva dessas estruturas quando comparada com a prevista no projeto, aumentando, assim, os esforços solicitantes devido ao momento de 2ª ordem. Esse problema, no entanto, pode ser considerado corriqueiro e não foi tratado em profundidade nesta tese que focou mais as questões originais e novas.

8.2. Conclusões quanto à solução

Esta tese demonstrou a hipótese inicial de que é possível reforçar esses postes sem a necessidade de demoli-los, com evidentes benefícios econômicos, institucionais e à comunidade. A solução estudada resolveu o problema com segurança, propondo-se a evitar colapsos como os já ocorridos, alterando, nos ensaios em verdadeira grandeza, a ruptura frágil com elevado grau de fissuração da

região de traspasse para uma ruptura dútil, típica de flexão, como esperado para essas estruturas.

O protótipo executado não incomodou a vizinhança, não havendo reclamação alguma ao longo dos 30 dias em que os trabalhos foram executados, não alarmando a população local quanto ao risco de colapso, na medida em que essa atividade pareceu ser, aos olhos de um leigo, uma simples manutenção dos postes.

Durante toda execução do protótipo, o sinal de telefonia celular foi monitorado pela operadora, não tendo sido detectada nenhuma interferência nem suspensão do mesmo.

Após dois anos e meio da execução do protótipo, desmontou-se esse poste e demonstrou-se que a solução em fibra de carbono se encontrava aderida em toda a sua extensão, o graute estava aderido à parede interna e a pintura sem sinais de deterioração, mostrando que se trata de uma solução duradoura.

O custo da reabilitação varia de um terço à metade do valor da substituição do poste por uma torre metálica (prática que estava sendo empregada por empresas de telefonia celular do país), condição fundamental para sua execução tendo em vista o elevado número de postes que devem sofrer essa intervenção.

8.3. Transferência de resultados ao meio técnico

Ao longo do desenvolvimento desta tese, foram publicados alguns artigos com o objetivo de transferir o conhecimento desenvolvido no âmbito desta tese para o benefício do meio técnico nacional (BARBOSA, 2006) e internacional (BARBOSA;HELENE;PEREIRA, 2006).

Desde 2004, foram realizadas palestras em diferentes instituições com o intuito de apresentar o problema e a solução proposta, são elas:

- VIVO em São Paulo/SP (2004);
- Instituto de Engenharia de São Paulo/SP (Seminário Degussa em 2005);

- Instituto Brasileiro de Concreto (Congresso Brasileiro do Concreto nos anos de 2005 em Recife/PE e 2006 no Rio de Janeiro/RJ);
- Escola Politécnica de Pernambuco (Pós-graduação em Patologia de Estruturas em 2006) em Recife/PE;
- Universidade Tuiuti do Paraná (Pós-graduação em Patologia de Estruturas em 2006 e 2007) em Curitiba/PR;
- Escola Politécnica da USP (Disciplina de Patologia e Reabilitação de Estruturas em 2007) em São Paulo/SP.

8.4. Sugestões para trabalhos futuros

Uma das dificuldades vividas nesta tese foi como hierarquizar as estruturas de uma mesma empresa, reabilitando primeiro as que apresentam maior probabilidade de falha.

Esse critério atualmente é visual, de acordo com as fissuras presentes na região de traspasse. Poderia ser estudado a monitoração dessas estruturas por meio de acelerômetros, tentando obter a frequência natural de vibração da estrutura, comparando-as com o valor teórico e com outras idênticas, tentando correlacionar essa medida com um grau de deterioração dessa emenda, hierarquizando as que apresentarem a menor frequência de vibração.

Esses ensaios também poderiam ser realizados em postes idênticos, sendo alguns reforçados e outros sem reforço, visando determinar alguma diferença entre as leituras que mostrem uma melhora com a intervenção.

Outros estudos poderiam ser realizados de forma a entender melhor a ruptura de corpos-de-prova reforçados e não reforçados (mesmo que sejam em escala reduzida, pela dificuldade de se encontrar postes já desmontados idênticos), tentando observar rupturas apenas com carregamentos cíclicos e soluções diferentes, tipo fibra de carbono aplicada bidirecionalmente, entre outras alternativas.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABOUTAHA, R.; ENGELHARDT, M. D.; JIRZA, J.O.; KREGER, M. E. Retrofit of concrete columns with inadequate lap splices by the use of rectangular steel jackets. **Earthquake Spectra**, v. 12, n. 4, Nov. 1996, pp. 693-714.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation: reported by ACI Committee 364. Detroit, **ACI Materials Journal**, v. 90, n. 5, Sep. Oct. 1993. p. 479-498.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary: reported by ACI Committee 318. In:—. **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 2002.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Guide for evaluation of concrete structures prior to rehabilitation: reported by ACI Committee 364. In:—. **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 1994.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures: reported by ACI Committee 440. In:—. **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 2002.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Standard Specification for Bonding Plastic Concrete to Hardened Concrete with a Multi-Component Epoxy Adhesive (ACI 503.2-92, reapproved 1997): reported by ACI Committee 503. In:—. **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 1997.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings: reported by ACI Committee 437. In:—. **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 2002.

AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Method for Pull-Off Strength of Coatings Using Portable Adhesion Testers. ASTM D 4541. In:—. **Annual Book of ASTM Standards**. Philadelphia, 2002.

AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials. ASTM E-632. In:—. **Annual Book of ASTM Standards**. Philadelphia, 1996.

AMERICAN SOCIETY of CIVIL ENGINEERS. **Guideline for Structural Condition Assessment of Existing Building**. New York, ASCE 11-90, ASCE Press, 1991.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Guideline for structural condition assessment of existing building. New York, ASCE 11-90, ASCE Press, 1991.

ANDRADE, C. **Manual para Diagnóstico de Estruturas com Armaduras Corroídas**. trad. Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, PINI. 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto**. NBR 5739. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassa e concreto endurecido – Determinação da absorção de água por imersão – Índice de vazios e massa específica**. NBR 9778. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão**. NBR 7584, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto: determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão – deformação**. NBR 8522. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. NBR 7222. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto.** NBR 7680. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações.** NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** NBR 6118. Rio de Janeiro, 2003.

AZIZINAMINI, A.; PAVEL, R.; HATFIELD, E; GHOSH, S.K. Behavior of lap-spliced reinforcing bars embedded in high strength concrete. **ACI Structural Journal**, v. 96, n. 5, Sept.-Oct. 1999, pp. 826-835.

AZIZINAMINI, A.; STARK, M.; ROLLER, J.J.; GHOSH, S.K. Bond performance of reinforcing bars embedded in high strength concrete. **ACI Structural Journal**, v. 90, n. 5, Sept.-Oct. 1993, pp. 554-561.

BARBOSA, P.; HELENE, P.; PEREIRA, M. F. **Centrifugally-cast Concrete Posts. Diagnosis and Corrective Measures for a nationwide problem in Brazil.** Concrete International, v. 28, pp. 53-57, 2006.

BARBOSA, P. **Diagnóstico e reforço de postes de concreto armado, centrifugado e tubular: Um problema nacional.** Concreto IBRACON (São Paulo), v. 44, p. 17-24, 2006.

BELLMUNT, R., CASANOVAS, X., CÁNOVAS, M. F., DÍAZ, C., HELENE, P. R. L., ROSELL, J. ROSELL, J. R., VAZQUEZ, E. **Manual de diagnosis e intervenció en estructures de hormigón armado.** Col·legi d'aparelladors i arquitectes tècnics de Barcelona. Espanha, 2000.

BRESLER, B; BERTERO V.V. Behavior of reinforced concrete under repeated load. **ASCE J. Struct. Div.** V. 94, n. 6, 1968, pp. 1567-1590.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Testing concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters. BS 1881 Part 204. London, 1988.

CARRIL JR., C.F. **Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações**. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da USP. São Paulo, 2000.

CHAI, Y.H.; PRIESTLEY, M.J.N.; SEIBLE, F. Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance. **ACI Structural Journal**, v. 88, n. 5, Sept-Oct. 1991, pp. 572-584.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **Bond Action and Bond Behaviour of Reinforcement – State-of-the-Art Report**. Bulletin d'Information n. 151. Lausanne, 1982.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **Diagnosis and Assessment of Concrete Structures – State-of-Art Report**. Bulletin d'Information n. 192. Lausanne, 1989.

COMITE EURO-INTERNACIONAL du BETON. **Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)**; contribution to the 23rd Plenary Session of CEB, Lausanne, 1983.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign). Bulletin d'Information 162. Lausanne, 1983.

COMITE EURO-INTERNACIONAL du BETON. **CEB Design Manual on Cracking and Deformations**. Lausanne, École Polytechnique Fédérale, 1985.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. Model Code 1990, CEB-FIP, **Bulletin D'Information n. 204**, Lausanne, 1991.

COMITE INTERNATIONAL du BATIMENT. **Building Pathology. A State-of-the-Art Report**. CIB Report W-86, Publication 155, June 1993

DAVENPORT; A. **Gust Loading factors**, **Journal of Structural Division**, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, her Majesty's Stationary Office, London, England, ST3, pg11-34, 1967.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Structural concrete – Textbook on behaviour, design and performance**. v. 3, 1999.

FRANÇA, R.L.S. **Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado**. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1991.

FUSCO, P.B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Ed. Pini, 2000, 382p.

HAMAD, B.S.; NAJJAR, S. Evaluation of the role of transverse reinforcement in confining tension lap splices in high strength concrete. **Materials and Structures**, v. 35, May. 2002, pp. 219-228.

HAMAD, B.S.; RTEIL, A.; SALWAN, B.; SOUDKI, K. Behavior of bond-critical regions wrapped with fiber-reinforced polymer sheets in normal and high-strength concrete. **Journal of Composites for Construction**, v. 8, n. 3, May-June. 2004, pp. 248-257.

HELENE, P. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. Tese de livre docência. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1993.

HELENE, P. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2ª ed., Projeto de divulgação tecnológica – FOSROC/PINI, 1992.

HELENE, P.; REPETTE, W.L. Metodologia e recursos para avaliação de estruturas de concreto. In: Simpósio sobre patologia das edificações: prevenção e recuperação. **Anais**. UFRGS. Porto Alegre, 1989.

HELENE, P.; REPETTE, W. L. Metodologia e Recursos para Avaliação de Estrutura de Concreto. In: Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação. Porto Alegre, out. 1989. **Anais**. Porto Alegre, UFRGS, 1989. p. 5-32.

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de Dosagem e Controle do Concreto**. Editora PINI, 1993.

LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E. **Construções de concreto – Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**, v. 3, Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 1982, 273p.

MACHADO, A. P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. Editora PINI, 2002.

MELEK, M.; WALLACE, J.W. Cyclic behavior of columns with short lap splices. **ACI Structural Journal**, v. 101, n. 6, Nov.-Dec. 2004, pp. 802-811.

NEWLAND, D. E. **An Introduction to Random Vibrations Spectral & Wavelet Analysis**, Third Edition, Longman, Singapore, 1993.

OLIVEIRA, P.H.A.S. **Processo aproximado para consideração da não-linearidade física de pilares em concreto armado**. 2004. 249 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da USP. São Paulo, 2004.

PRIESTLEY, M.; SEIBLE, F.; and CALVI, G., 1996, **Seismic Design and Retrofit of Bridges**, John Wiley and Sons, New York, N.Y.

RED REHABILITAR, **Manual de Reabilitação de Estruturas de Concreto. Reparo, Reforço e Proteção**, 1ª Edição, São Paulo, 2005.

REPETTE, W. L. **Contribuição à Inspeção e à Avaliação da Segurança de Estruturas Acabadas de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1991.

REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D'ESSAIS ET MATERIAUX. Measurement of hardened concrete carbonation depth. RILEM recommendation CPC-18. *Materiaux et construction*. v.17, n.102, 1984.

REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. **Classification of Damage in Concrete Bridges**. Report of RILEM Technical Committee 104-DCC. *Materials and Structures*, n. 24, 1991. p. 268-75

SIMIU, E; SCANLAN, R. H. **Wind Effects on Structures – Fundamentals and Applications to Design**, Third Edition, John Wiley & Sons, Inc, New York, 1996.

TASSIOS, T. P. **Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions**, Proc. AICAPCEB Symposium, Rome, CEB, CEB, Bulletin d'Information No. 131, pp. 67-122, 1979.

VALLE, A. **Estudo da aderência entre concreto e armadura sob carregamento cíclico**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1994.

VALLUVAN, R.; KREGER, M.E.; JIRSA, J.O. Strengthening of column splices for seismic retrofit of nonductile reinforced concrete frames. **ACI Structural Journal**, v. 90, n. 4, July-Aug. 1993, pp. 432-440.

ZUO, J.; DARWIN, D. Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, v. 97, n. 4, July-Aug. 2000, pp. 630-641.