



**ESTUDO COMPARATIVO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO NAS
ÁREAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE CHAPAS DE AÇO COLADAS
UTILIZADAS PARA REFORÇO A FLEXÃO EM UMA VIGA
HIPOTÉTICA**

CURITIBA

2018



ADILSON MARCOS BUCZENKO
OCIMAR ANDRADE DOS SANTOS
TIAGO CORASSA

**ESTUDO COMPARATIVO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO NAS
ÁREAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE CHAPAS DE AÇO COLADAS
UTILIZADAS PARA REFORÇO A FLEXÃO EM UMA VIGA
HIPOTÉTICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Pós-Graduação em Patologia das Obras Civas, Pós-Graduação *lato sensu*, do Instituto IDD como requisito parcial para a obtenção do Grau de Especialista em Patologia nas Obras Civas.

Prof. Orientador: Msc. Luis César S. de Luca

**CURITIBA
2018**

AGRADECIMENTOS

Ao Engenheiro Civil prof. Mateus Barão pelo inestimável incentivo, amizade, apoio que foram fundamentais para a elaboração deste trabalho.

Ao Engenheiro Civil prof. De Luca pela enorme paciência e sugestões feitas durante a elaboração deste trabalho.

A todos os amigos e companheiros do IDD e também a todos os professores e funcionários que de uma forma ou de outra contribuíram para a elaboração deste trabalho.

**ESTUDO COMPARATIVO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO NAS
ÁREAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE CHAPAS DE AÇO COLADAS
UTILIZADAS PARA REFORÇO A FLEXÃO EM UMA VIGA
HIPOTÉTICA**

Por

ADILSON MARCOS BUCZENKO
OCIMAR ANDRADE DOS SANTOS
TIAGO CORASSA

TRABALHO APROVADO COMO REQUISITO PARCIAL PARA A OBTENÇÃO
DO TÍTULO DE ESPECIALISTA EM PATOLOGIA NAS OBRAS CIVIS, DO
INSTITUTO IDD, PELA COMISSÃO FORMADA PELOS PROFESSORES A
SEGUIR MENCIONADOS.

Curitiba (PR) ____ de ____ de ____.

Luis César S. de Luca

Mateus Barão

Cesar Henrique Sato Daher

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo comparar as áreas de seção transversal das chapas de aço colada utilizadas para reforço a flexão, pois sabendo que, existem vários métodos de cálculo de reforço em chapa de aço colada, cada qual utilizando modelos que diferem entre si em alguns pontos, tais como: estádios, método das tensões admissíveis, método dos estado limite ultimo ou de serviço, diagrama de tensões ou deformações, normas regulamentadoras entre outras hipóteses simplificadoras, diante disto surgiu a necessidade de conferir se tais divergências afetariam consideravelmente nos resultados obtidos. Visto isto, foi feito um estudo dos métodos de cálculo de J. Bresson, Cánovas, Ziraba e Hussein e J. L. Campagnolo para reforço de vigas de concreto armado submetidos à flexão, utilizando chapas de aço colada e a aplicação desses métodos em um caso, e por fim foi apresentado um quadro das áreas das seções transversais das chapas de aço colada, fazendo uma comparação dos resultados obtidos entre os métodos.

Palavras chave: Flexão; Reforço estrutural; Chapa de aço colada.

ABSTRACT

The present study aims to compare the cross section areas of the glued steel plates used for strengthening the inflection, because knowing that there are several methods of calculation of reinforcement in glued steel plate, each using models that differ in some points, such as: stadiums, allowable stress design method, limit states method, diagram of stresses or strains, among other regulatory standards, simplifying hypotheses on this arose need to check if such differences would affect significantly the results obtained. Seen it, was made a study of calculation methods of j. Bresson, Cánovas, Ziraba and Hussein and j. l. Campagnolo for reinforcement of reinforced concrete beams subjected to bending using glued steel plates and the application of these methods in a case, and finally was presented a table of areas of cross sections of glued steel plates, making a comparison of the results.

Keywords: Bending; Structural reinforcement; Glued steel plate.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Origem dos problemas patológicos (Helene e Figueiredo, 2003).	19
Figura 2 – Tipos de ancoragem com chapas metálicas. (Campagnolo, 1993).	25
Figura 3 – Detalhe na colocação de buchas expansivas no reforço de uma laje (HTECNIC, 2016).	26
Figura 4 – Aspecto visual de tecidos de reforço fabricados com diferentes tipos de fibras: (a) Fibra de carbono; (b) Fibra de aramida; (c) Fibra de vidro (Reis, 2001).	27
Figura 5 – Mecanismos da protensão externa (Reis 2001).	29
Figura 6 – Adesivo estrutural Vedacit (Vedacit, 2018).	31
Figura 7 – Mistura da resina epóxi com a consistência homogênea desejada (SOUZA, 2008).	32
Figura 8 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I) (LIBÂNIO, 2003)	33
Figura 9 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II) (LIBÂNIO, 2003)	34
Figura 10 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III) (LIBÂNIO, 2003)	35
Figura 11 - Diagrama retangular	35
Figura 12: Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo o método de Bresson (SILVEIRA, 1997).	39
Figura 13: Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo Cánovas (1988).	42
Figura 14: Transmissão dos esforços da chapa de aço ao concreto (Canovas, 1988)...44	
Figura 15: Tensão por cisalhamento entre a chapa de aço e o concreto armado (CÁNOVAS, 1988)	45
Figura 16: Estado de tensão de uma viga reforçada segundo o método de Ziraba e Hussein (1994).	46
Figura 17: Seção da viga reforçada por Campagnolo (SILVEIRA, 1997).	48
Figura 18: Seção da viga de estudo	50

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 : Dados do exemplo de aplicação.	51
Tabela 2: Quadro comparativo de área de aço de reforço de chapas coladas com resina epóxi.	63
Tabela 3: Quadro comparativo de área de aço de reforço de chapas coladas com resina epóxi.	64
Tabela 4: Tabela de perfis em barra chata, empregada para reforço (Fonte:Gerdau)...	64

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	3
RESUMO	5
ABSTRACT	6
1 INTRODUÇÃO	11
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA.....	12
1.2 OBJETIVO GERAL.....	12
1.3 HIPÓTESE	12
1.4 JUSTIFICATIVAS.....	12
1.4.1 Tecnológicas.....	13
1.4.2 Econômicas	13
1.4.3 Sociais	14
1.4.4 Ecológicas	14
1.5 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	14
1.5.1 Classificação de pesquisa	14
1.5.2 Limitações da Pesquisa	15
1.6 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	15
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1 REFORÇOS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO	17
2.2 PROJETO DE REFORÇO	20
2.3 PROCEDIMENTOS PARA EXECUTAR O REFORÇO	21
2.4 TÉCNICAS DE REFORÇOS	22
2.4.1 Reforço mediante encamisamento de concreto.....	22
2.4.2 Reforço com chapas de aço colada ou parafusadas.....	23
2.4.3 Reforço com polímeros reforçados com fibras (FRP)	26
2.4.4 Reforço com Protensão Exterior	28
2.5 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	29

2.5.1	Concreto	29
2.5.2	Chapa de aço	30
2.5.3	Resina epoxídica.....	31
2.6	ESTÁDIOS.....	33
2.6.1	Estádio I.....	33
2.6.2	Estádio II	34
2.6.3	Estádio III	35
2.7	PRINCIPIOS UTILIZADOS NOS MÉTODOS DE CÁLCULO.....	36
2.7.1	Tensões Admissíveis	36
2.7.2	Estados Limites	37
2.8	MÉTODOS DE CÁLCULOS DE REFORÇOS	38
2.8.1	Método de J. Bresson	39
2.8.2	Método de Cánovas	41
2.8.3	Método de Ziraba e Hussein.....	45
2.8.4	Método de J. L. Campagnolo	48
3	APLICAÇÃO DOS MÉTODOS EM UM CASO	50
3.1	APLICAÇÃO DO MÉTODO DE J. BRESSON	51
3.2	APLICAÇÃO DO MÉTODO DE CÁNOVAS	54
3.3	APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ZIRABA E HUSSEIN.....	58
3.4	APLICAÇÃO DO MÉTODO DE CAMPAGNOLO.....	61
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	63
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	65
5.1	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	66
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	67

1 INTRODUÇÃO

Atualmente no Brasil a grande parte das construções é executada utilizando o concreto armado. Apesar de este material ser considerado durável, eventualmente estruturas feitas de concreto armado podem ter seu uso prejudicado por falhas de projeto, erros de execução, má utilização da estrutura, corrosão das armaduras, entre outros fatores. Para sanar estes problemas pode ser necessário executar um reforço ou a reabilitação da estrutura. Portanto, realizar estudos que possam indicar soluções técnicas seguras e viáveis para manter ou ampliar a resistência deste tipo de estrutura é de interesse para toda a comunidade científica e para a sociedade de modo geral.

As estruturas de concreto, em consequência de sua baixa resistência à tração, estão normalmente fissuradas. Entretanto, as fissuras devem ter a sua abertura controlada para não serem causadoras de manifestações patológicas, tais como a corrosão de armaduras. Além disso, pode ocorrer a carbonatação do concreto devido ao elevado índice de CO_2 precipitado no ambiente, o que reduz o pH do concreto para valores inferiores a nove, permitindo a deterioração do concreto e a perda do efeito protetivo e a corrosão da armadura.

Dessa forma, a recuperação é caracterizada como a forma de viabilizar o uso de um elemento estrutural após o surgimento de manifestações patológicas que comprometem a resistência e a utilização da estrutura. Com isso a recuperação tem a função de reestabelecer o uso e a segurança de uma estrutura danificada, viabilizando sua utilização. Já o reforço pode ser caracterizado como a intervenção realizada em uma estrutura para aumento de sua capacidade resistente sem que a mesma tenha atingido um estado limite último.

Nesse sentido, o presente trabalho busca estudar através do dimensionamento teórico e de uma análise experimental, a capacidade portante de vigas de concreto armado submetidas à esforços de flexão, reforçadas com chapas de aço coladas com adesivo estrutural epóxi na face tracionada das vigas.

Essa técnica é considerada por Pimenta (2012, apud Cánovas, 1998), "de alta eficácia podendo ser aplicada a vigas, tanto em obras mais usuais, como em edifícios e obras de pequeno porte, mas também pode ser usada em pontes e viadutos".

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Os resultados encontrados pelos diferentes métodos de cálculo para reforço em vigas de concreto armado à flexão com chapas metálicas coladas obtidas nos métodos mais usuais de cálculo são similares?

1.2 OBJETIVO GERAL

Comparar os resultados das áreas de seção transversal da chapa de aço coladas utilizadas para reforço a flexão, em uma viga hipotética.

1.3 HIPÓTESE

Os diferentes métodos de cálculo de reforço à flexão com chapas de aço em vigas de concreto armado tendem a apresentar resultados de área de seção transversal similares.

1.4 JUSTIFICATIVAS

Existem vários métodos de cálculo de reforço em chapa de aço colada, cada qual utilizando modelos de cálculos que diferem entre si em alguns pontos, tais como: estádios, princípio das tensões admissíveis contra estado limite ultimo ou de serviço, diagrama de tensões ou deformações, normas regulamentadoras entre outras hipóteses simplificadoras. Diante disto surgiu a necessidade de conferir se tais divergências afetariam consideravelmente nos resultados obtidos.

Desta forma buscou-se apresentar entre os vários métodos existentes, o estudo dos principais métodos de cálculo de reforço em vigas com chapa de aço colada, fazendo uma análise comparativa entre os resultados da área da seção transversal de reforço obtida em cada método, através da aplicação dos métodos em um estudo de caso, em uma viga hipotética, a fim de saber se os resultados obtidos seriam próximos.

1.4.1 Tecnológicas

A construção civil cresceu muito nos últimos anos, o que sugere que algumas estruturas estão atingindo a sua vida útil e outras estão sendo impostas a outras solicitações, o que justifica a importância de desenvolver técnicas de reabilitação de estruturas.

Existem estruturas que não estão mais em condições suficientes de suportar o carregamento atuante e existem outras que suportam o carregamento existente, porém necessitam de um reforço para suportar uma solicitação maior que será imposta à estrutura. Para ambos os casos, as estruturas precisam ser recuperadas e/ou reforçadas para se tornarem suficientemente eficientes enquanto portante do esforço.

O presente estudo colabora com o desenvolvimento e detalhamento de um roteiro de cálculo para elaboração do projeto de reforço com chapa de aço colada.

1.4.2 Econômicas

Embora várias estruturas existentes tenham sido reabilitadas com sucesso, devido ao conhecimento empírico, os reforços ainda não são tão conhecidos ao ponto de se conhecer todos os fatores que interferem no comportamento da estrutura reforçada.

Buscando novas técnicas para executar o reforço e otimizando os procedimentos, pode ser possível diminuir o custo da recuperação de vigas de concreto armado devido a problemas patológicos.

O emprego de chapa colada, se adequadamente executado, permite uma melhoria sensível da capacidade resistente da peça, além de apresentar rapidez na execução ainda maior que no reforço por encamisamento, mantém a seção existente, o que tem a vantagem adicional de não ser necessário redistribuir os esforços no resto da estrutura, além da possibilidade de manter em utilização a estrutura durante a execução do reforço e a ausência de ruído excessivo ou pó.

1.4.3 Sociais

Quando as vigas em concreto armado necessitam de reforço, existem várias técnicas para executar tal reforço, no entanto, é de suma importância que o reforço executado na viga consiga suportar as solicitações que lhe serão impostas, se houver qualquer divergência no projeto ou na execução, pode atingir o colapso da estrutura. Se faz necessário buscar soluções seguras e confiáveis para projetar e executar o reforço em vigas de concreto armado. Pois se deve levar em consideração que obras civis são executadas para suprir necessidades básicas.

1.4.4 Ecológicas

Os materiais utilizados pela construção civil são altamente poluentes ao meio ambiente, portanto é necessária uma redução na utilização de materiais na recuperação de vigas de concreto armado com problemas patológicos e sempre garantindo a segurança da estrutura.

1.5 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Nos itens anteriores fez-se uma introdução ao tema, a definição do problema, incluindo seu objetivo geral, as justificativas para se tratar do assunto. Neste item será mostrado o procedimento metodológico utilizado neste trabalho. O mesmo será dividido em seções da seguinte forma: na seção um será apresentada a classificação da pesquisa científica e na seção dois serão apresentadas as restrições aos itens acima mencionados.

1.5.1 Classificação de pesquisa

Nesta seção será definido qual o método de pesquisa que este trabalho irá seguir e qual a estratégia de pesquisa.

A metodologia desse trabalho é baseada em uma pesquisa bibliográfica exploratória. Foi realizando um amplo estudo em livros, artigos, normas nacionais e

internacionais para buscar uma solução que otimize o processo de recuperação de viga de concreto armado com chapas metálicas coladas e que garanta a segurança da estrutura.

Segundo Gil (2002) é possível classificar a pesquisa em três grandes grupos, segundo seus objetivos. Sendo eles a exploratória, descritiva e explicativa.

Como pesquisa bibliográfica, Gil (2002) explica que a mesma é desenvolvida a partir de material já existente como, por exemplo: livros, normas e artigos científicos. A principal vantagem deste método de pesquisa, reside no fato de permitir ao investigador a cobertura de uma grande gama de fenômeno.

1.5.2 Limitações da Pesquisa

Nesta seção serão vistas as limitações decorrentes de cada uma das opções adotadas para a pesquisa.

O trabalho não tem por objetivo esgotar o tema de reforço estrutural. Sendo assim, o escopo do trabalho foi restrito às vigas de concreto armado submetidas a flexão simples, não contemplando outros tipos de esforços como por exemplo o cisalhamento e a torção.

Referente as técnicas de reforço, este trabalho se limita apenas ao estudo e apresentação das metodologias de cálculo sobre reforço com chapas metálicas coladas em vigas de concreto armado bi apoiadas.

1.6 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O presente capítulo apresenta uma breve introdução sobre o que tratará o trabalho, o problema, seu objetivo geral e os específicos, a hipótese, as justificativas e ao procedimento metodológico adotado para se propor o trabalho.

No **capítulo 2**, é destinado a fundamentação teórica do trabalho, onde contempla a parte introdutória do tema abordado, expondo e explicando as diferentes técnicas de

reforços em vigas de concreto armado, discorrendo sobre a formulação dos métodos de cálculo para chapas de aço coladas.

Já o **Capítulo 3** apresenta um exemplo teórico de cálculo de uma viga de concreto armado submetida a flexão simples, onde será utilizado as formulações dos métodos de cálculos apresentados no capítulo anterior.

Já o **Capítulo 4** apresenta as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros e por fim relaciona-se a bibliografia utilizada.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O conteúdo deste capítulo tem o objetivo de apresentar um resumo da revisão bibliográfica, expondo o conceito de reforço em vigas de concreto armado, discorrendo sobre as etapas do projeto de reforço e descrevendo o procedimento para executar o reforço. Serão comentadas e explicadas as técnicas mais utilizadas de reforço em vigas, uma breve introdução sobre os materiais utilizados e os métodos de cálculo empregados atualmente.

2.1 REFORÇOS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

A necessidade de se reforçar uma estrutura, resultando no aumento de sua segurança e na sua durabilidade, tem sido cada vez mais comum por uma série de razões: estruturas mais esbeltas, solicitações mais intensas, ambientes mais agressivos, consciência e maior reconhecimento dos responsáveis pela manutenção das estruturas, recuperação ou aumento do valor do imóvel, inviabilidade de demolição e reconstrução, mudanças de uso da construção e outros mais (HELENE, 1992).

Os motivos pelos quais são necessários trabalhos de reforço em uma estrutura de concreto ou em um ou mais de seus elementos estruturais são os seguintes: correção de falhas de projeto ou de execução; aumento da capacidade portante da estrutura, para permitir modificações em seu uso; regeneração da capacidade portante, diminuída em virtude de acidentes (choques, incêndios, etc.) ou de desgaste ou deterioração; e modificação da concepção estrutural, como o corte de uma viga, por exemplo, por necessidade arquitetônica ou de utilização (SOUZA e RIPPER, 1998).

De acordo com APPLETON e GOMES (1997) o reforço de uma estrutura pode estar associado à correção de anomalias decorrentes de deficiências de projeto, construção ou utilização ou à necessidade de alterar a finalidade da construção. São ainda de referir situações em que se pretende reforçar uma estrutura para aumentar os seus níveis de segurança, nomeadamente em relação à ação sísmica.

O concreto é considerado um material de grande durabilidade, desde que receba manutenção sistemática e programada. Existem vários tipos de manifestações

patológicas que podem danificar as edificações. Estes problemas patológicos, salvo raras exceções, apresentam manifestações externas peculiares, as quais permitem deduzir a natureza, a origem e os mecanismos dos fenômenos envolvidos, além de possibilitar a previsão de suas prováveis consequências (REIS, 1998).

Os sintomas patológicos de maior incidência nas estruturas de concreto são as fissuras, as eflorescências, as flechas excessivas, as manchas no concreto aparente, a corrosão de armaduras e os ninhos de concretagem gerados pela segregação dos materiais constituintes do concreto. Para identificar em qual fase do processo de construção ocorre o maior índice de problemas patológicos, divide-se o processo de construção em cinco etapas, a saber: planejamento, projeto, fabricação de materiais e componentes fora do canteiro, execução propriamente dita e uso. Os problemas provenientes de qualquer uma dessas etapas são responsáveis pela alteração das condições normais de uso da estrutura, surgindo então a necessidade de se realizar intervenções (HELENE, 1992).

Segundo SOUZA e RIPPER (1998) os serviços de reforço requerem sempre a prévia elaboração de trabalhos de cálculo estrutural, sejam estes serviços derivados de necessidade de alteração na funcionalidade da estrutura ou o aumento da carga de utilização.

A qualidade dos serviços de recuperação ou de reforço de estruturas de concreto depende da análise precisa das causas que os tornaram necessários e do estudo detalhado dos efeitos produzidos. Definidos estes dois pontos, passa-se então à escolha da técnica adequada, que inclui a cuidadosa seleção dos materiais e equipamentos a serem empregados e mesmo da mão-de-obra necessária para a execução do serviço (SOUZA e RIPPER, 1998).

De acordo com REIS (1998) estudos realizados na Europa indicaram que a maioria das manifestações patológicas tem origem nas etapas de concepção do projeto, gerando falhas geralmente mais graves do que aquelas provenientes da má qualidade dos materiais ou da má execução.

Conforme SOUZA (1991) estudos no Brasil, no final da década de 80 afirmam que em nosso país, a etapa de execução é responsável pelas principais causas das anomalias existentes nas edificações.

Como exemplos de falhas de concepção, execução e utilização pode-se citar o uso de modelos de análise inadequados, hipóteses de cálculo incorretas, detalhamento de armadura inadequado, desconsideração de ações relevantes, subquantificação das ações na estrutura, má especificação dos materiais a serem empregados, deficiência no controle de qualidade dos materiais e da execução, manutenção inadequada entre outros (MORAIS, 1997).

A *Figura 1* indica a proporção dos problemas patológicos durante o processo de construção.

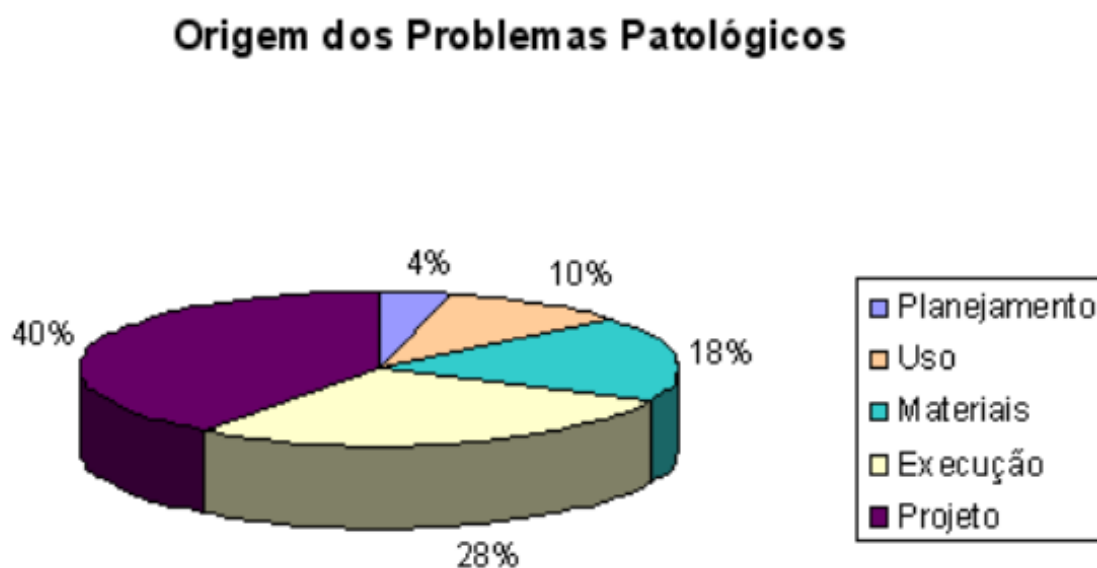


Figura 1 – Origem dos problemas patológicos (Helene e Figueiredo, 2003).

Conforme REIS (1998), são apresentados alguns conceitos utilizados na área de patologia e terapia de estruturas e o tipo de intervenção a que a estrutura está sendo submetida, apresentam-se as seguintes definições:

- Durabilidade é a aptidão de uma construção em desempenhar as funções para as quais foi concebida durante um determinado período de tempo, sem que sejam necessários gastos imprevistos para manutenção e reparo,
- Reparo é a correção localizada de problemas patológicos;
- Reforço é a correção de problemas patológicos com aumento da resistência ou ampliação da capacidade portante da estrutura;

- Recuperação é a correção dos problemas patológicos de forma a restituir total ou parcialmente o desempenho original da peça;
- Reabilitação ou intervenção abrange as situações em geral, envolvendo tanto o reparo simples como a recuperação e o reforço. Sendo assim, pode ser definida como sendo a ação necessária para habilitar a estrutura a cumprir novamente suas funções originais ou habilitar a estrutura a responder as novas condições de uso.

2.2 PROJETO DE REFORÇO

A elaboração de um projeto de reforço deverá ser sempre precedida da avaliação da estrutura existente, o que envolve recolher toda a informação disponível sobre o projeto e a obra, a realização de uma inspeção e a análise das condições de segurança. Se a estrutura apresenta danos, é fundamental realizar o diagnóstico da situação, identificando as causas das patologias e explicando de forma clara a relação entre essas causas e os fenómenos observados (APPLETON e GOMES, 1997).

O projeto de reforço deve levar em conta uma série de fatores, entre os quais a concepção original da estrutura, sua história, os defeitos ou as novas exigências e a disponibilidade de mão-de-obra e de materiais, mas, antes de tudo, ele dependerá da formação técnica e da criatividade do projetista, devendo, portanto, ser confiado apenas a profissionais especializados em trabalhos desta natureza (SOUZA e RIPPER, 1998).

Um projeto de reforço deverá incluir, para além do seu dimensionamento, uma avaliação analítica da eficácia da intervenção. Após a sua execução deverão realizar-se ensaios de carga para as ações de serviço por forma a comprovar o resultado da intervenção (APPLETON e GOMES, 1997).

De acordo com APPLETON e GOMES (1997), definido o objetivo a atingir e em função do problema em causa, há que se ter em consideração os diversos tipos de intervenção possíveis: desde o reforço à substituição de elementos, à demolição ou à introdução de novos elementos estruturais.

2.3 PROCEDIMENTOS PARA EXECUTAR O REFORÇO

Antes de se proceder o reforço da estrutura é necessário buscar a memória da obra, ou seja, projetos iniciais, plantas, memórias de cálculo, especificações de materiais e resistências, se não houver tais documentos deverá ser providenciado levantamento detalhado da estrutura. Uma abordagem criteriosa da estrutura deverá analisar aspectos qualitativos e quantitativos do concreto, da armadura e do desempenho das estruturas como um todo. Isto requer o uso de técnicas que avaliem as condições das construções e estruturas, tais como dimensões dos componentes estruturais, avaliação do grau de adensamento do concreto, detecção de vazios e deterioração de materiais (REIS, 2001).

Para tratar os problemas patológicos de uma estrutura, é necessário conhecer os mecanismos que os provocaram para aplicar uma terapêutica adequada. Sendo assim, deve ser feito um diagnóstico definindo as causas, as consequências e as possíveis formas de solucionar o problema. Ao se confrontar com danos na estrutura de concreto, deve-se realizar os seguintes procedimentos: (REIS, 1998).

- Caracterizar os defeitos quanto ao tipo, extensão, localização e intensidade;
- Conhecer as causas procurando determinar os agentes agressores, seja pela observação visual, por contatos com o pessoal envolvido, por ensaios tecnológicos ou outros meios;
- Analisar o problema tanto do ponto de vista estrutural (estabilidade e segurança) quanto de durabilidade;
- Definir o tipo de reabilitação a ser aplicado, indicando os passos necessários para sua realização e garantindo a estabilidade, segurança e durabilidade desejáveis para a estrutura;
- Realizar uma inspeção final para avaliar os resultados do tratamento aplicado, verificando a qualidade dos serviços.

De acordo com SOUZA (1990), a análise e a interpretação de todos os resultados obtidos durante o levantamento de dados e a avaliação do comportamento da peça estrutural possibilitam classificar as estruturas danificadas em:

- Aceitáveis;
- Toleráveis ou aceitáveis sob certas condições;

- Não aceitáveis, necessitando de algum tipo de intervenção;
- Não reparáveis, devendo ser demolidas.

2.4 TÉCNICAS DE REFORÇOS

As vigas em edifícios de concreto armado existentes muitas vezes precisam ser reforçadas devido à deterioração do material como carbonatação de concreto ou corrosão de aço, bem como a mudança no uso ou conformidade com a atualização das normas vigentes. Existem vários métodos disponíveis para melhorar o desempenho das vigas de concreto, incluindo (1) encurtar o vão das vigas instando pilares adicionais, (2) aumentar a área de seção, adicionando concreto e armadura como reforço (encamisamento), (3) protensão exterior e (4) melhorar a seção transversal por fixação de chapas de aço ou polímeros reforçados com fibras (FRP) na face inferior ou nas faces laterais. A utilização dos primeiros dois métodos é muito limitada, porque eles encurtam o espaço livre ou ocupam espaço extra sob as vigas e exigem trabalho exaustivo. Em contraste, este último método foi aceito mundialmente no passado.

Qualquer técnica adotada requer como pressupostos principais do projeto a identificação das possíveis soluções, de forma a obter um sistema coerente com o ambiente em que se insere a estrutura, respeitando-se o partido arquitetônico, e balanceando-se quanto aos aspectos relativos aos custos. Devem ser observadas as recomendações existentes para o dimensionamento, os procedimentos para a execução, o controle da qualidade do processo, permitindo inclusive a inclusão de técnicas de monitoramento das estruturas. Considerações quanto à condição de reforço máximo e condições impostas pela capacidade global da estrutura, devem ser observadas (REIS, 2001).

2.4.1 Reforço mediante encamisamento de concreto

Esta técnica consiste em acrescentar concreto/argamassa armada às peças a serem recuperadas, mediante aumento de seção transversal ou substituição do material

danificado. Nesse caso, o material adicionado passará a trabalhar unido ao concreto existente através da aderência entre ambos, constituindo-se uma peça solidária. A eficiência desse reforço é garantida, desde que sejam tomados os devidos cuidados durante sua realização (REIS, 1998).

De acordo com GOMES e APPLETON (1997) esta técnica é naturalmente mais adequada quando há necessidade de aumentar a resistência das zonas comprimidas, de incrementar as dimensões da secção ou de adicionar armaduras ficando estas no interior da secção.

Segundo CÁNOVAS (1988), essa eficiência pode ser superior à resistência dada por outras técnicas. As principais vantagens desse método de reabilitação são:

- Maior conhecimento dos materiais empregados (concreto e o aço);
- Domínio e conhecimento da execução;
- Custo em geral mais baixo, se comparado com outros métodos de recuperação.

O encamisamento é uma alternativa para o reforço de elementos estruturais, podendo apresentar vantagens econômicas e de comportamento em relação à adição de armaduras. Face à adição de elementos metálicos, o encamisamento está, em geral, associado a uma intervenção de maior impacto no normal funcionamento da construção (GOMES e APPLETON, 1997).

Os materiais para a execução de um encamisamento devem possuir as seguintes características: elevada resistência à compressão; boa aderência; boa trabalhabilidade associada à facilidade de colocação em espaços de difícil acesso; retração pequena; compatibilidade, em termos de deformabilidade, com o concreto inicial (GOMES e APPLETON, 1997).

2.4.2 Reforço com chapas de aço colada ou parafusadas

Para realizar o dimensionamento deste reforço, deve-se conhecer as características mecânicas do aço que compõe a chapa: resistência à tração e módulo de elasticidade. A partir desses dados, determina-se a área da seção transversal da chapa, de forma que a peça reforçada, se submetida a esforços maiores do que os previstos,

atinga a ruína simultaneamente por plastificação do concreto na zona comprimida e escoamento das barras e chapa de aço (REIS, 1998).

Quando se trata de adicionar capacidade resistente, uma opção muito eficiente e de rápida execução, recomendada principalmente para situações que requerem emergência ou não permitem grandes alterações na geometria das peças, é a do reforço exterior por colagem - ou chumbamento - de chapas metálicas ou por chumbamento de perfis, com ajuda de resinas injetadas (SOUZA e RIPPER, 1998).

Segundo SOUZA e RIPPER (1998) a rugosidade da superfície de concreto é importante, por aumentar a aderência química entre as partes, apesar de ser desprezível a sua contribuição em termos de desenvolvimento de resistência mecânica.

O método do reforço com o uso de perfis metálicos configura-se como um dos métodos mais tradicionais, comumente usados em situações de emergência. Não apresenta em geral, grandes alterações na geometria das peças, sendo colocados mediante chumbamento com buchas expansivas e preenchimento com resinas injetáveis (REIS, 2001).

Para a obtenção da máxima eficiência do reforço, CÁNOVAS (1988) enumera algumas precauções visto que as alterações do comportamento global da estrutura podem introduzir efeitos secundários danosos em outros pontos da estrutura. Desta forma, sugere-se que os reforços sejam feitos após o descarregamento ou alívio parcial da estrutura, para possibilitar que o novo elemento trabalhe de forma integrada após o recarregamento. No caso de pilares, sugere-se a continuidade do reforço nos pavimentos adjacentes, para evitar que apareçam tensões cisalhantes nas lajes, como consequência dos esforços transmitidos pelo reforço.

Nesse tipo de reforço, é imprescindível garantir uma superfície de concreto com resistência suficiente para transmitir os esforços de cisalhamento atuantes na ligação. A resistência da chapa não deve ser totalmente explorada. Para evitar descolamento na região de ancoragem, deve-se utilizar chumbadores metálicos ou estender a chapa até regiões onde ela não seja necessária, conforme *Figura 2* (CAMPAGNOLO, 1993).

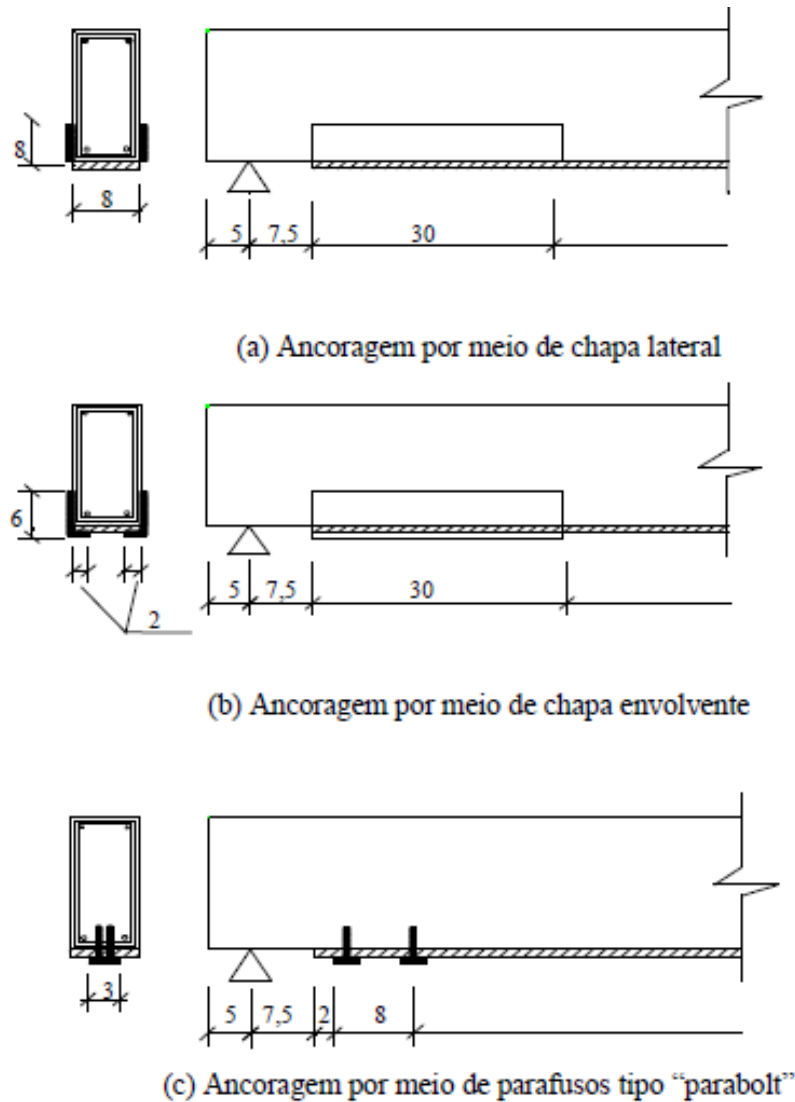


Figura 2 – Tipos de ancoragem com chapas metálicas. (Campagnolo, 1993).

O complemento de fixação por buchas expansivas, representada na *Figura 3*, deve englobar as zonas onde as tensões tangenciais mobilizadas entre os dois materiais serão maiores, evitando assim o deslocamento, a rotura por arrancamento do recobrimento ou o seu deslizamento.



Figura 3 – Detalhe na colocação de buchas expansivas no reforço de uma laje (HTECNIC, 2016).

2.4.3 Reforço com polímeros reforçados com fibras (FRP)

Conforme SOUZA e RIPPER (1998) a tecnologia para reforço de estruturas de concreto com compósitos de fibras de carbono conheceu alguns ajustes importantes e ganhou particular desenvolvimento após a ocorrência do sismo de Kobe, em 1995.

Os polímeros reforçados com fibras (“*fiber reinforced polymer*” - FRP) vem sendo utilizados no reforço de peças de concreto armado. Os materiais compósitos feitos com fibras de carbono (CFRP), vidro (GFRP) ou aramida (AFRP), em resina polimérica conforme *Figura 4*, têm sido empregados em construções de estruturas novas e em reforços de estruturas existentes com o objetivo de aumentar as características de ductilidade, resistência, flexão e cisalhamento. Podem ser aplicados em outros substratos como a madeira e o aço. Apresentam-se na forma de barras de armadura, cabos de protensão, lâminas, mantas ou folhas flexíveis de FRP (REIS, 2001).

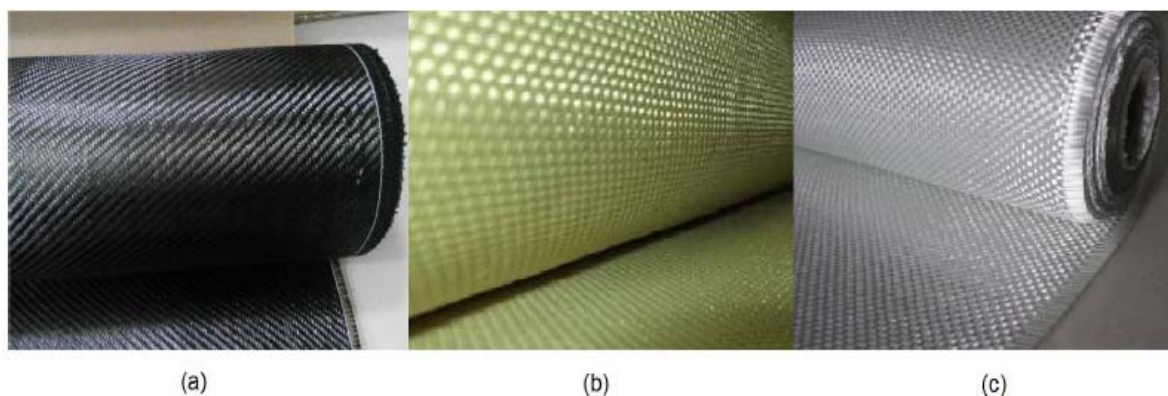


Figura 4 – Aspecto visual de tecidos de reforço fabricados com diferentes tipos de fibras: (a) Fibra de carbono; (b) Fibra de aramida; (c) Fibra de vidro (Reis, 2001).

O uso do FRP surge como uma solução para a prevenção quanto a deterioração do concreto devido à corrosão da armadura, visto não apresentar este problema. Os materiais compósitos são aqueles formados por dois ou mais materiais com características mecânicas distintas dos componentes individuais. São constituídos pelas fibras e pela matriz, na qual as fibras estão inseridas. A função principal das fibras é servir de reforço mecânico para a matriz. As matrizes usuais são os poliésteres (usados para as fibras de vidro), vinilester, epóxi (usado para fibras de carbono) (REIS, 2001).

Dentre todos os tipos de compósitos, os polímeros reforçados com fibras (PRF) ou *fibre reinforced polymers* – (FRP), têm atraído a atenção de muitos pesquisadores envolvidos com aplicações da engenharia estrutural. A resistência e a rigidez dos compósitos de PRF dependem, basicamente, do tipo de fibra, da matriz polimérica e da interface entre estas duas. Cada um destes componentes deve apresentar um conjunto de características que permita um desempenho satisfatório do compósito (BEBER, 2003).

As folhas flexíveis de fibras de carbono podem ser também utilizadas para o aumento da capacidade resistente, à flexão e ao esforço transversal de vigas e lajes, processo que, exige muito cuidado no desenvolvimento dos detalhes que devem ser adotados para o sistema de amarração do compósito, assim como a mais detalhada análise das tensões de deslizamento a interface entre o compósito e o concreto (SOUZA e RIPPER, 1998).

Existem diversas formas comerciais para reproduzir as fibras de carbono, normalmente passando pela sua incorporação a uma matriz de resinas poliméricas, com a eventual adição de metais, de forma a se conseguir a obtenção de formas tão diferentes

como perfis, barras, laminados, tecidos bidirecionais com folhas flexíveis unidirecionais (SOUZA e RIPPER, 1998).

Uma das funções da matriz polimérica é dar proteção às fibras, formando uma camada que as protege de meios agressivos. A matriz polimérica transmite as solicitações externas para as fibras, mantendo as fibras posicionadas corretamente para evitar propagação de fissuras e consequente ruptura do compósito (BEBER, 2003).

A forma comercial mais empregada para aumento da ductilidade e/ou da resistência das estruturas de concreto armado são as folhas flexíveis pré-impregnadas, sistema em que os feixes de filamentos de fibras de carbono são agrupados de forma contínua e aderidos a uma folha de suporte impregnada com quantidades muito pequenas de resina epoxídica, assumindo espessuras da ordem de décimos de milímetro. O elemento compósito é formado quando da adição da resina de colagem, criando uma matriz altamente resistente (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.4.4 Reforço com Protensão Exterior

Este sistema consiste em introduzir uma força exterior que seja capaz de compensar a existência de indesejáveis acréscimos de tensões interiores, ou que seja capaz de contribuir para um incremento na capacidade resistente de um determinado elemento estrutural será, talvez, em termos de concepção, a maneira mais simples de se proceder à recuperação ou ao reforço de peças de concreto (SOUZA e RIPPER, 1998).

O método de reforço com protensão externa é um sistema bastante utilizado, especialmente em obras de grande porte, tais como pontes e viadutos, apesar do alto custo e intervenção arquitetônica. Tem pressupostos similares ao concreto protendido, pelo próprio mecanismo de ação, ilustrado na *Figura 5*. Observa-se que o esforço de tração (T), dado pela protensão do cabo, provoca compressão (N) da viga, acréscimo de carga no pilar (P) e introduz carga vertical de baixo para cima (V) que reduz as deformações e deslocamentos da peça (REIS, 2001).

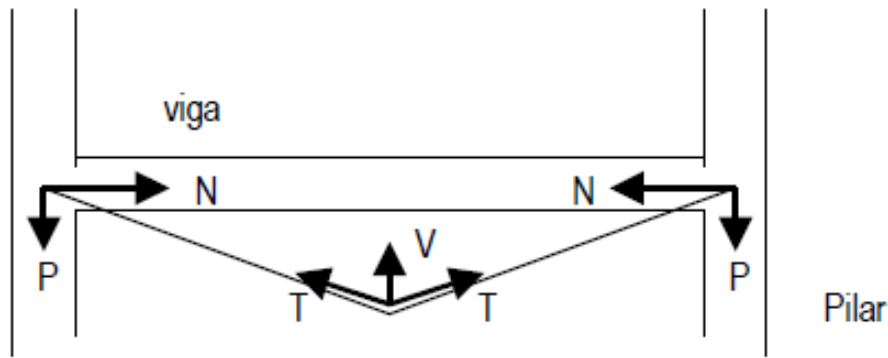


Figura 5 – Mecanismos da protensão externa (Reis 2001).

Conforme SOUZA & RIPPER (1998), a protensão externa apresenta vantagens como a redução da complexidade dos trabalhos de execução, a facilidade de substituição de cabos velhos ou danificados e a possibilidade de controle quanto à perda da protensão nos casos de atrito dos cabos.

Quanto ao dimensionamento da protensão externa com o uso de cabos de aço ou FRP, deve-se considerar as normas de concreto armado e protendido, e observar que o reforço deve cumprir a finalidade de sustentar diretamente as cargas, entretanto com a possibilidade de surgir esforços secundários desfavoráveis (REIS, 2001).

2.5 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Para realizar qualquer intervenção na estrutura é de suma importância conhecer os materiais que a constituem, bem como os que serão utilizados para executar o reforço da peça estrutural, e as características necessárias e adequadas para a realização do reforço.

2.5.1 Concreto

O concreto é um material de construção que possui inúmeras qualidades que têm justificado sua larga aplicação em estruturas em todos os campos da Construção Civil. Todavia, ao mesmo tempo, é um material de estrutura interna e propriedades muito complexas, o que dificulta a previsão do seu comportamento imediato e ao longo do

tempo, e conseqüentemente, a avaliação da confiabilidade das estruturas quanto à resistência e à durabilidade (REIS, 1998).

Conforme REIS (1998) no caso particular de reabilitação de estruturas de concreto, a ação que se venha a programar para corrigir uma manifestação patológica torna-se ainda mais complexa, pois além de se partir de uma origem problemática, outros materiais estão sendo adicionados.

Este item é o responsável pela aderência química entre as partes constituintes. Se essa superfície for dotada de muita rugosidade, será difícil o acesso homogêneo de resina em toda a área. Com isso, criam-se descontinuidades na cola, formando bolhas de ar localizadas e ocasionando o desprendimento da cola.

A solução usual para esse problema é garantir uma superfície uniformemente rugosa. Recomenda-se que essa aspereza seja resultante de submissão de jatos de areia ou pela percussão de martelo de agulhas. Logo após isso, deve ser feito, assim como em qualquer procedimento de reforço, a limpeza com jatos d'água sob pressão e a secagem por jatos de ar comprimido de modo que a superfície fique limpa e seca para aplicação da cola.

2.5.2 Chapa de aço

A composição química determina muitas das características dos aços para aplicações estruturais, permitindo sua obtenção com qualidades mecânicas e propriedades diferenciadas a partir de pequenas variações dos elementos componentes deste material. Os aços são ligas ferro-carbono que podem ter até dois por cento de teor de carbono em sua composição, embora este valor no mercado não ultrapasse um por cento, a fim de evitar a alta dureza e possibilitar sua aplicação. Os outros elementos constituintes do material são o manganês (Mn), o silício (Si), o fósforo (P) e o enxofre (S), que são elementos residuais resultantes do processo de fabricação. Os aços comuns, como por exemplo o utilizado nas armaduras de concreto armado, se diferem dos especiais pela proporção de seus elementos e adição de novos elementos de acordo com sua finalidade (TEOBALDO, 2004).

As propriedades mecânicas definem o comportamento do aço quando sujeito a esforços mecânicos e determinam a capacidade do material de resistir e transmitir os esforços aplicados sem que haja ruptura ou deformação excessiva. A obtenção de tais propriedades é realizada através de ensaio de tração simples e ensaio de cisalhamento simples (TEOBALDO, 2004). No Brasil, podemos empregar as chapas em aço SAE-1020 e o ASTM-A36.

2.5.3 Resina epoxídica

Essas são as responsáveis pela colagem da chapa na superfície do concreto e são as mais utilizadas no Brasil. Elas são obtidas com a mistura e solidificação de polímeros fornecidos em dois componentes, resultando em uma cola com alta aderência com o concreto e o aço.

Podemos citar como exemplo o adesivo estrutural Compound da Vedacit que apresenta média viscosidade e altas resistências em baixas idades, e é composto por dois componentes que quando misturados se tornam uma solução pastosa devendo utilizar após a mistura em, no máximo, 50 minutos (a 25°C), segundo o fabricante. O Compound Adesivo apresenta resistência inicial (80%) em 24 horas e resistência máxima final (100%) em 7 dias após a aplicação.



Figura 6 – Adesivo estrutural Vedacit (Vedacit, 2018).

Deve se tomar os devidos cuidados no dimensionamento para que o processo de cálculo assegure que não haja rompimento da ligação ou da resina. Independentemente da solicitação (flexão, cisalhamento, compressão, tração, etc.), a ruptura deve ocorrer no concreto. Isso é garantido no projeto quando se respeita uma espessura mínima da resina (na casa dos milímetros) e se utiliza nos cálculos a resistência à tração do concreto (pois a resistência à tração da resina é superior à resistência do concreto).

A principal propriedade em uma ligação entre dois materiais é a adesão. A intensidade dessa adesão depende da qualidade do adesivo, do estado das superfícies dos dois materiais e das propriedades dessas superfícies (REIS, 1998).

A mistura deve ser realizada com um agitador mecânico ou manual até ficar homogêneo (*Figura 7*). Após a mistura da resina com o endurecedor, o material permanece viscoso durante certo tempo, o qual se pode trabalhar com o adesivo. Este intervalo de tempo denomina-se “pot life” (SOUZA e RIPPER, 1998).



Figura 7 – Mistura da resina epóxi com a consistência homogênea desejada (SOUZA, 2008).

2.6 ESTÁDIOS

O procedimento para se caracterizar o desempenho de uma seção de concreto consiste em aplicar um carregamento, que se inicia do zero e vai até a ruptura. Às diversas fases pelas quais passa a seção de concreto, ao longo desse carregamento, dá-se o nome de estádios. Distinguem-se basicamente três fases distintas: estágio I, estágio II e estágio III.

2.6.1 Estádio I

Esta fase corresponde ao início do carregamento. As tensões normais que surgem são de baixa magnitude e dessa forma o concreto consegue resistir às tensões de tração. Tem-se um diagrama linear de tensões, ao longo da seção transversal da peça, sendo válida a lei de Hooke (*Figura 8*).

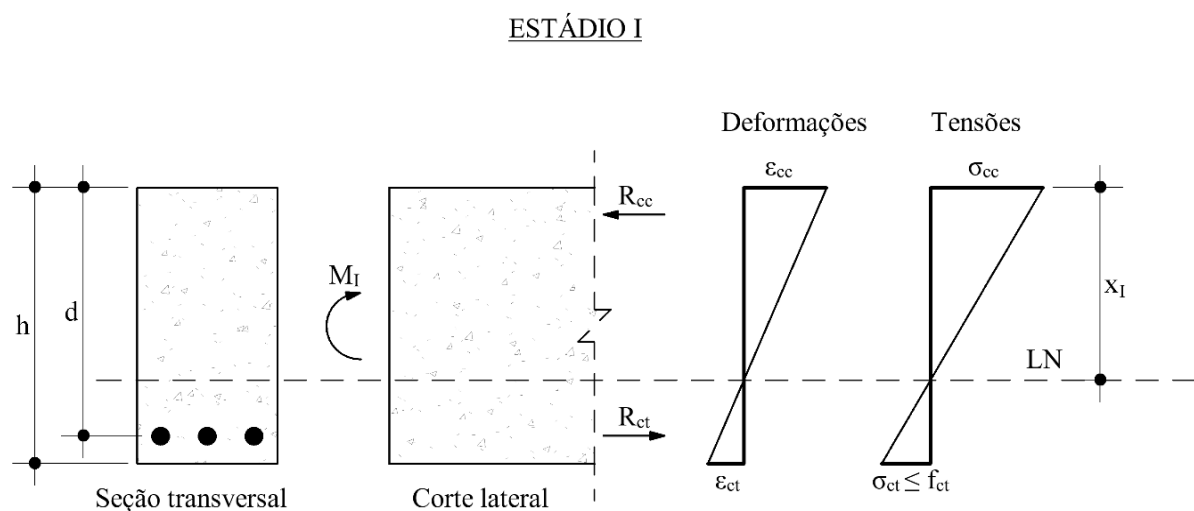


Figura 8 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I) (LIBÂNIO, 2003)

Levando-se em consideração a baixa resistência do concreto à tração, se comparada com a resistência à compressão, percebe-se a inviabilidade de um possível dimensionamento neste estágio.

É no estágio I que é feito o cálculo do momento de fissuração, que separa o estágio I do estágio II. Conhecido o momento de fissuração, é possível calcular a

armadura mínima, de modo que esta seja capaz de absorver, com adequada segurança, as tensões causadas por um momento fletor de mesma magnitude.

Portanto, o estágio I termina quando a seção fissura.

2.6.2 Estádio II

Neste nível de carregamento, o concreto não mais resiste à tração e a seção se encontra fissurada na região de tração. A contribuição do concreto tracionado deve ser desprezada. No entanto, a parte comprimida ainda mantém um diagrama linear de tensões, permanecendo válida a lei de Hooke (*Figura 9*).

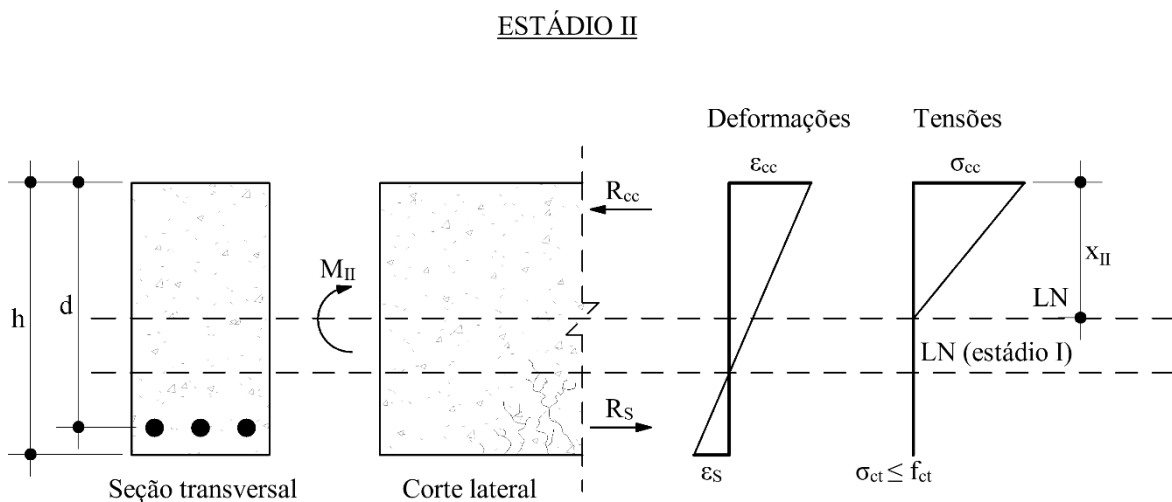


Figura 9 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II) (LIBÂNIO, 2003)

Basicamente, o estágio II serve para a verificação da peça em serviço. Como exemplos, citam-se o estado limite de abertura de fissuras e o estado limite de deformações excessivas.

Com a evolução do carregamento, as fissuras caminham no sentido da borda comprimida, a linha neutra também e a tensão na armadura cresce, podendo atingir o escoamento ou não.

O estágio II termina com o início da plastificação do concreto comprimido.

2.6.3 Estádio III

No estágio III, a zona comprimida encontra-se plastificada e o concreto dessa região está na iminência da ruptura (*Figura 10*). Admite-se que o diagrama de tensões seja da forma parabólico-retangular, também conhecido como diagrama parábola-retângulo.

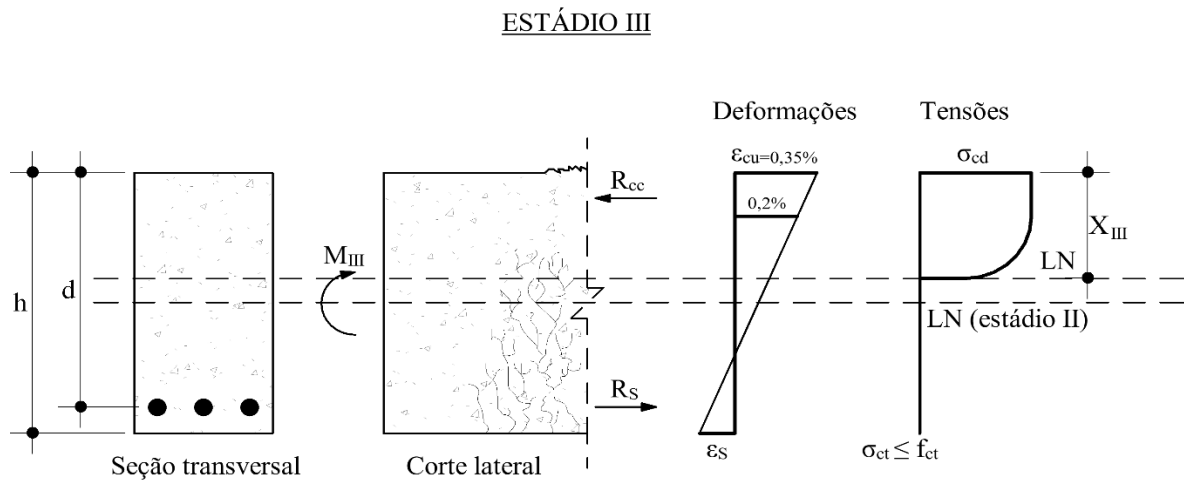


Figura 10 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III) (LIBÂNIO, 2003)

A Norma Brasileira permite, para efeito de cálculo, que se trabalhe com um diagrama retangular equivalente (*Figura 11*). A resultante de compressão e o braço em relação à linha neutra devem ser aproximadamente os mesmos para os dois diagramas.

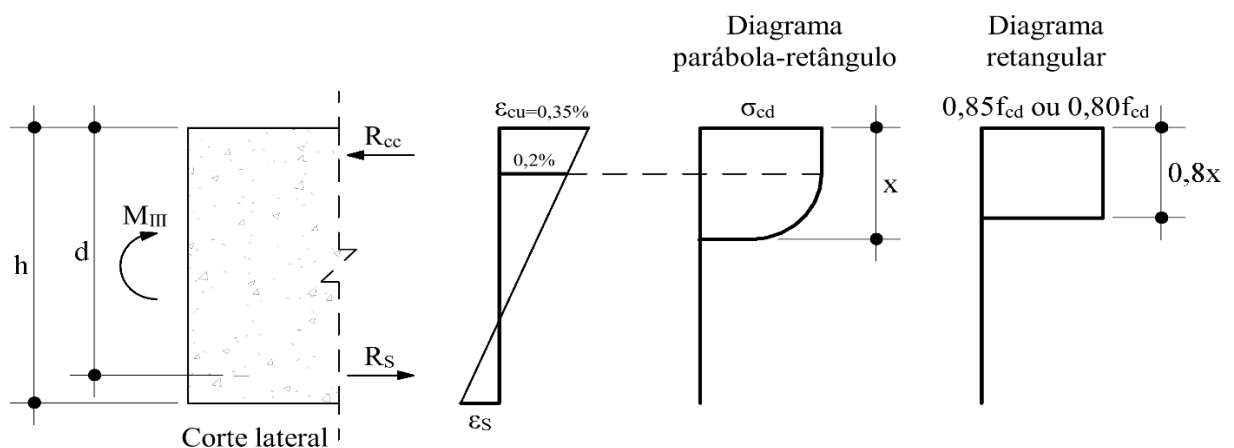


Figura 11 - Diagrama retangular

É no estágio III que é feito o dimensionamento, situação em que denomina “cálculo na ruptura” ou “cálculo no estágio III”.

2.7 PRINCIPIOS UTILIZADOS NOS MÉTODOS DE CÁLCULO

Os métodos de cálculo das estruturas de concreto armado podem ser classificados basicamente em dois grupos: os métodos clássicos, ou das tensões admissíveis, e os métodos de cálculo na ruptura, ou dos estados limites.

2.7.1 Tensões Admissíveis

Neste método, são determinadas as solicitações (Momento fletor - M , Força cortante — V e Força normal - N) correspondentes às cargas máximas de serviço (cargas de utilização) e calculam-se as tensões máximas correspondentes a essas solicitações, supondo um comportamento completamente elástico dos materiais. As tensões máximas são limitadas a uma fração da resistência dos materiais (tensões admissíveis) e dessa forma, a segurança da estrutura é garantida (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014).

Os métodos clássicos são métodos determinísticos, nos quais se consideram fixos, não aleatórios, os distintos valores numéricos que servem de partida para o cálculo (resistência dos materiais valores das cargas e etc.). Algumas restrições podem ser feitas a esses métodos:

- Como os valores envolvidos são fixos, não aleatórios, as grandezas são empregadas com seus valores máximos, raramente atingidos durante a vida útil da estrutura, o que geralmente leva a um superdimensionamento;
- O cálculo por meio do método clássico conduz frequentemente a um mau aproveitamento dos materiais, pois não considera sua capacidade de adaptação plástica para resistir a maiores solicitações;

- O método clássico baseia-se no valor das tensões oriundas das cargas de serviço, supondo que durante a utilização a estrutura permaneça em regime elástico, como geralmente ocorre. Entretanto, não fornece informação acerca da capacidade que a estrutura tem de receber mais carga, não sendo possível averiguar, com esse método, sua verdadeira margem de segurança;
- Existem situações em que as solicitações não são proporcionais às ações, e um pequeno aumento das ações pode provocar um grande aumento das solicitações (ou a situação contrária).

2.7.2 Estados Limites

Neste método, a segurança é garantida fazendo com que as solicitações correspondentes às cargas majoradas (solicitações de cálculo) sejam menores que as solicitações últimas, sendo estas as que levariam a estrutura à ruptura (ou a atingir um estado limite último) se os materiais tivessem suas resistências reais (resistências características) minoradas por coeficientes de ponderação das resistências (resistências de cálculo) (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014).

De maneira geral, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece em seu item 12.5 que, na verificação da segurança das estruturas de concreto, devem ser atendidas as condições construtivas e as condições analíticas de segurança. Nas condições construtivas de segurança devem-se tomar cuidados especiais em relação aos critérios de detalhamento (seções 18 e 20 da norma), ao controle dos materiais, conforme as normas específicas, especialmente as ABNT NBR 12654:1992: versão corrigida: 2000 (Controle tecnológico de materiais componentes do concreto – procedimento) e ABNT NBR 1265S:2006 (Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – procedimento), e ao controle de execução da obra, conforme a ABNT NBR 14931:2004 (Execução de estruturas de concreto procedimento) e outras normas específicas.

Quanto às condições analíticas de segurança, a ABNT NBR 6118:2014 (item 12.5.2) indica que "as resistências não podem ser menores que as solicitações e devem ser verificadas em relação a todos os estados limites e todos os carregamentos

especificados para o tipo de construção considerado, ou seja, em qualquer caso deve ser respeitada a condição:

$$R_d \geq S_d$$

Para a verificação do estado limite último de perda de equilíbrio como corpo rígido, R_d e S_d devem assumir os valores de cálculo das ações estabilizantes e desestabilizantes respectivamente". Na expressão acima, R_d são os valores de cálculo dos esforços resistentes e S_d são os valores de cálculo dos esforços solicitantes (CARVALHO e FIGUEIREDO,2014).

O método dos estados limites é um processo simplificado de verificação da segurança, visto que uma análise probabilística completa seria difícil e complicada, até mesmo impossível, e por isso é chamado de semiprobabilístico. Admite-se que a estrutura seja segura quando as solicitações de cálculo forem, no máximo, iguais aos valores que podem ser suportados pela estrutura no estado limite considerado. Resumidamente, o método consiste em:

- Adotar os valores característicos para as resistências e para as ações. Dessa forma, aceita-se que, *a priori*, as resistências efetivas possam ser inferiores aos seus valores característicos e que as ações efetivas possam ser superiores aos seus valores característicos;
- Cobrir os demais elementos de incerteza existentes no cálculo estrutural pela transformação dos valores característicos em valores de cálculo: minoram-se as resistências e majoram-se as ações

2.8 METODOS DE CÁLCULOS DE REFORÇOS

O dimensionamento contido neste trabalho é referente apenas à flexão. Não são considerados neste caso outros efeitos, como o cisalhamento.

Na literatura encontramos vários métodos de dimensionamento do reforço à flexão com chapa de aço colada. Dentre eles, foram escolhidos para serem estudados neste trabalho os Modelos de J. Bresson (1971), Cánovas (1988), Ziraba e Hussein (1994) e, por fim, o método de Campagnolo (1993).

Para que o dimensionamento seja elaborado com sucesso é preciso conhecer a geometria da peça a ser reforçada, as cargas solicitantes, as propriedades dos materiais empregados e a disposição das armaduras na seção transversal. Isto pode ser feito através da análise in loco ou por meio do projeto estrutural (RIPPER;SOUZA, 1998).

2.8.1 Método de J. Bresson

O modelo de cálculo de Bresson (BRESSON, 1971 *apud* SILVEIRA, 1997) foi desenvolvido para o dimensionamento de chapas de aço coladas com resina epóxi à viga de concreto. A interação do sistema concreto-resina-aço resulta em um aumento da resistência à flexão, considerando as hipóteses:

- Seções transversais permanecem planas após o início da deformação;
- Deformações são, em cada ponto, proporcionais a sua distância até a linha neutra da seção.

Neste método, o dimensionamento da viga à flexão deve ser feito no Estádio II, e os esforços solicitantes separados em M_p , referentes às cargas permanentes e peso próprio, e M_s , referentes às sobrecargas. Na *Figura 12* é mostrado o estado de tensão e de deformação em uma seção transversal de acordo com Silveira (1997).

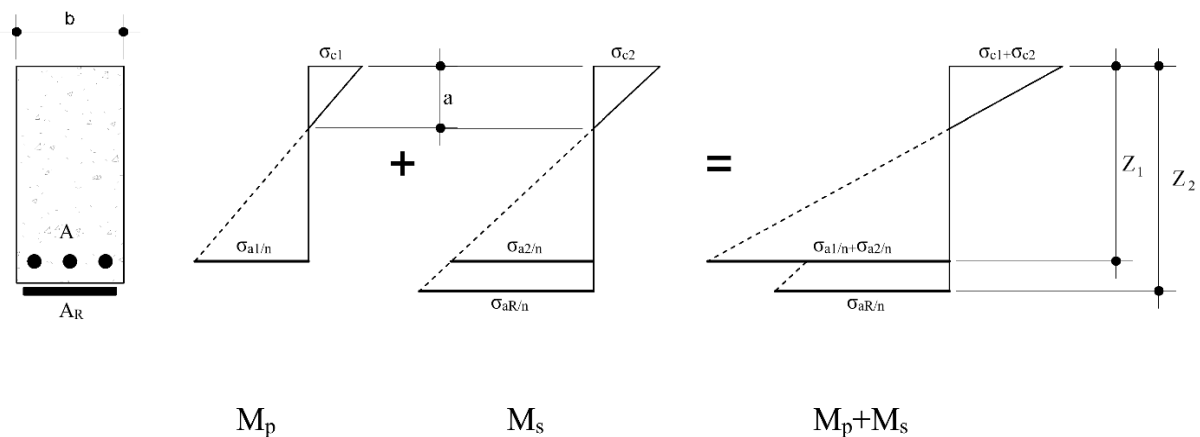


Figura 12: Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo o método de Bresson (SILVEIRA, 1997).

Inicialmente, a viga é solicitada apenas por cargas permanentes (M_p). Neste momento, o concreto se encontra com a tensão σ_{c1} e o aço com a tensão σ_{a1} . Sob essas condições deve ser feita a colagem da chapa. Dessa forma, quando a viga for submetida

à sobrecarga, surge na chapa metálica uma tensão de tração σ_{aR} . Todos esses elementos podem ser vistos na *Figura 12*:

- A - seção da armadura interna;
- A_R - seção da armadura de reforço;
- n - relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;
- M_p - momento referente às cargas permanentes;
- M_s - momento referente às sobrecargas;
- Z_1 - braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida;
- Z_2 - braço de alavanca da armadura de reforço em relação à fibra mais comprimida.

Nesse método, as tensões normais são limitadas às tensões admissíveis dos materiais, isto é, (SILVEIRA, 1997).

$$\sigma_{c1} + \sigma_{c2} \leq \bar{\sigma}_c \quad (1)$$

$$\sigma_{a1} + \sigma_{a2} \leq \bar{\sigma}_a \quad (2)$$

$$\sigma_{aR} \leq \bar{\sigma}_{aR} \quad (3)$$

Onde:

- $\bar{\sigma}_c$ - tensão admissível no concreto;
- $\bar{\sigma}_a$ - tensão admissível no aço;
- $\bar{\sigma}_{aR}$ - tensão admissível na armadura de reforço.

Realizando o equilíbrio de momentos em relação à fibra mais comprimida na *Figura 12*, obtém-se:

$$-(\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \cdot \frac{a}{2} \cdot \frac{a}{3} + \frac{(\sigma_{a1} + \sigma_{a2})}{n} \cdot A \cdot n \cdot Z_1 + \frac{\sigma_{aR}}{n} \cdot A_R \cdot n \cdot Z_2 - (M_p + M_s) = 0 \quad (4)$$

$$A_R = \frac{1}{\sigma_{aR} \cdot Z_2} \cdot \left[(M_p + M_s) + (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \cdot \frac{a^2}{6} \cdot b - (\sigma_{a1} + \sigma_{a2}) \cdot A \cdot Z_1 \right] \quad (5)$$

Sabendo que,

$$A_R = b_R \cdot e_R \quad (6)$$

Tem-se,

$$e_R = \frac{1}{\sigma_{aR} \cdot Z_2 \cdot b_R} \cdot \left[(M_p + M_s) + (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \cdot \frac{a^2}{6} \cdot b - (\sigma_{a1} + \sigma_{a2}) \cdot A \cdot Z_1 \right] \quad (7)$$

Onde:

- e_R - espessura da chapa de reforço;
- b_R - largura da chapa de reforço;
- Z_1 - braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida;
- Z_2 - braço de alavanca da armadura de reforço em relação à fibra mais comprimida.
- a - distância da fibra mais comprimida até a linha neutra;
- b - largura da viga.

A espessura necessária para a chapa é encontrada pela equação (7), sendo que as tensões σ_{c1} , σ_{c2} e a linha neutra podem ser obtidas por meio da teoria clássica do concreto armado no Estádio II.

2.8.2 Método de Cánovas

O método de cálculo de Cánovas (CÁNOVAS, 1988) recomenda o dimensionamento da viga à flexão no Estádio III, ou seja, no seu estado-limite último, após a atuação dos esforços provenientes da sobrecarga. Assim como Bresson, Cánovas

considera que o reforço é realizado após a solicitação das cargas permanentes, porém em seu método a sobreposição é do diagrama de deformação, ao contrário de Bresson que faz a sobreposição do diagrama de tensão.

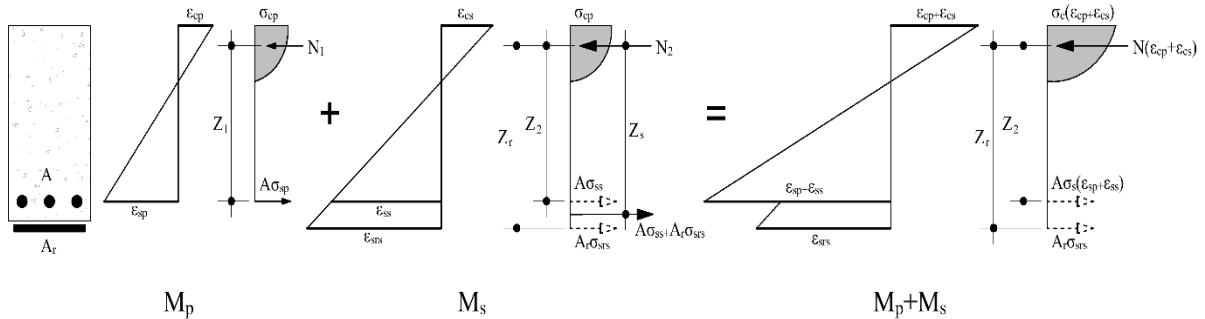


Figura 13: Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo Cánovas (1988).

As tensões normais também são limitadas às tensões últimas dos materiais, isto é:

$$\sigma(\epsilon_{cp} + \epsilon_{cs}) \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8)$$

$$\sigma(\epsilon_{sp} + \epsilon_{ss}) \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (9)$$

$$\sigma_{srs} \leq \frac{f_{yrk}}{\gamma_s} \quad (10)$$

onde:

- ϵ_{cp} - deformação específica do concreto (carga permanente);
- ϵ_{cs} - deformação específica do concreto (sobrecarga);
- ϵ_{sp} - deformação específica do aço (carga permanente);
- ϵ_{ss} - deformação específica do aço (sobrecarga);
- f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto;
- f_{yk} - resistência característica ao escoamento do aço;
- f_{yrk} - resistência característica ao escoamento do aço (armadura de reforço);
- γ_c - coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
- γ_s - coeficiente de ponderação da resistência do aço;
- σ_{srs} - tensão na armadura após a execução do reforço.

Após a execução do reforço, a tensão na armadura existente vale:

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{Z_1 \cdot A} \quad (11)$$

Onde:

- σ_{sp} - tensão na armadura existente;
- M_p - momento referente às cargas permanentes;
- Z_1 - braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida;
- A - seção da armadura interna.

Como o momento total $M_p + M_s$ leva a um estado-limite último, e admitindo-se que a viga continuará subarmada após o reforço, a tensão na armadura não poderá ultrapassar:

$$\sigma_{srs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_{sp} \leq \frac{f_{yrk}}{\gamma_s} \quad (12)$$

O equilíbrio de momentos, para o diagrama devido ao momento M_s , leva à equação de equilíbrio:

$$M_s = (A \cdot \sigma_{ss} + A_r \cdot \sigma_{srs}) \cdot Z_s \cong (A + A_r) \cdot \sigma_{srs} \cdot Z_s \quad (13)$$

Onde:

- Z_s - braço de alavanca da armadura de reforço;
- A_r - área da armadura de reforço.

$$A_r = \frac{M_s}{Z_s \cdot \sigma_{srs}} - A \quad (14)$$

Com a obtenção da armadura de reforço, deve-se fazer a verificação da resina para evitar o seu descolamento. Isso pode ser feito limitando as tensões cisalhantes devido à força cortante à tensão limite de aderência da resina.

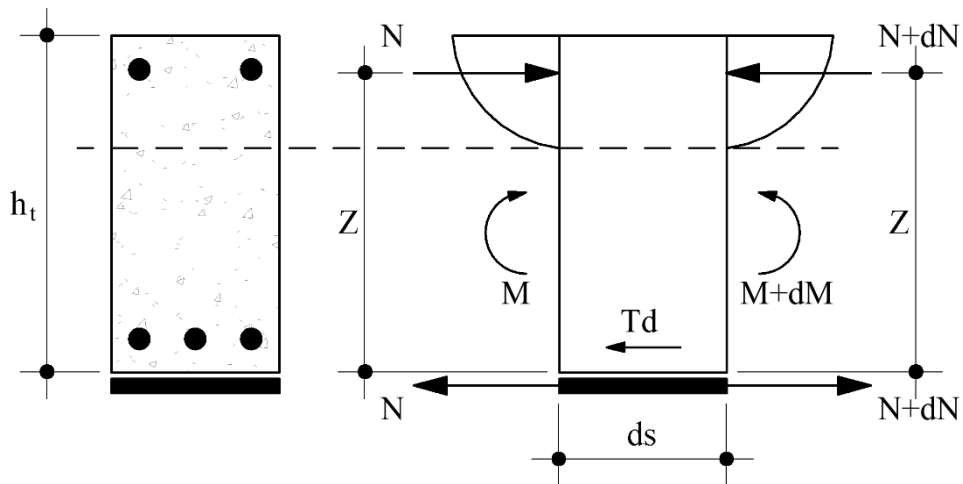


Figura 14: Transmissão dos esforços da chapa de aço ao concreto (Canovas, 1988).

De acordo com a *Figura 14*, a força de cisalhamento horizontal na interface da viga com o reforço, para um comprimento ds , é igual a:

$$dN = \frac{M + dM}{z} - \frac{M}{z} = \frac{dM}{z} \quad (15)$$

Porém,

$$dN = b\tau_d z \quad (16)$$

Logo, para que não ocorra o deslizamento deve-se ter:

$$V \leq b\tau_d z \quad (17)$$

No estado limite ultimo,

$$V_u \leq 0,9h_t b\tau_{d1} \quad (18)$$

A tensão limite de aderência da resina (τ_{d1}) dependerá do tipo de resina a ser empregado assim como da resistência do concreto e de sua rugosidade. Assim, a tensão máxima de cisalhamento, para uma dada força V_d , a ser absorvida pela resina após o reforço (*Figura 15*), será:

$$T_s \left[h_s - \frac{\bar{a}}{2} \right] + T_p \left[h_p - \frac{\bar{a}}{2} \right] = \frac{M_u}{\phi} \quad (21)$$

Sendo:

- $T_s = A_s \cdot f_{ys}$ - força da armadura interna;
- $T_p = b_p \cdot d_p \cdot f_{yp}$ - força na armadura de reforço;
- M_u - momento atuante ultimo de calculo
- $h_p = h_c + d_c + \frac{d_p}{2}$ - distância da borda mais comprimida ao centroide da armadura de reforço;
- $\phi = 0,9$ - fator de resistência a flexão segundo a ACI;

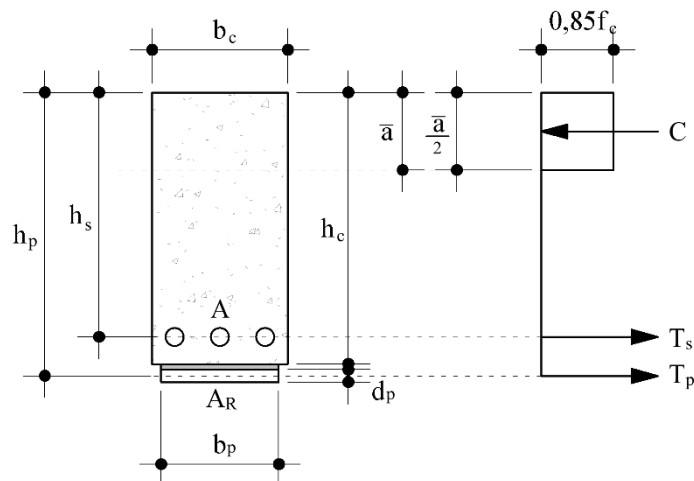


Figura 16: Estado de tensão de uma viga reforçada segundo o método de Ziraba e Hussein (1994).

Esse método foi desenvolvido de acordo com a norma ACI 318 (ACI, 1998) que sugere para o cálculo da altura do bloco de tensões no concreto comprimido a equação:

$$\bar{a} = \frac{A_s \cdot f_{ys} + b_p \cdot d_p \cdot f_{yp}}{0,85 \cdot f_c \cdot b_c} \quad (22)$$

Onde:

- $\bar{a}$ - altura do bloco de tensões no concreto comprimido no estado limite último;
- A_s = seção da armadura interna;
- d_c - espessura da camada de cola.

Substituindo a equação (22) na equação (21), tem-se:

$$A_1 d_p^2 + A_2 d_p + A_3 = 0 \quad (23)$$

Onde:

$$A_1 = \frac{b_p f_{yp}}{2} \left(1 - \frac{b_p f_{yp}}{0,85 f_c b_c} \right) \quad (24)$$

$$A_2 = b_p f_{yp} \left(h_c + d_c - \frac{A_s f_{ys}}{0,85 f_c b_c} \right) \quad (25)$$

$$A_3 = A_s f_{ys} \left(h_s - \frac{A_s f_{ys}}{1,7 f_c b_c} \right) - \frac{M_u}{\phi} \quad (26)$$

Por fim com os valores de A_1 , A_2 e A_3 , pode-se resolver a equação (23) como uma equação do segundo grau onde a incógnita é a espessura da chapa (d_p).

$$d_p = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1A_3}}{2A_1} \leq t_{pb} \quad (27)$$

O valor de d_p deve ser limitado por t_{pb} , que é a espessura máxima da chapa para uma ruptura da viga de forma dúctil, senão ocorrerá esmagamento do concreto, isto é:

$$t_{pb} = \frac{\beta x_b * 0,85 * f_c b_c - A_s f_{ys}}{b_p f_{yp}} \quad (28)$$

Sendo a altura da linha neutra, x_b , obtida pela equação de compatibilidade, segundo a norma ACI 318:

$$\frac{x_b}{d} = \frac{0,003}{\varepsilon_{yd} + 0,003} \quad (29)$$

Nessa expressão, ε_{yd} é a deformação de escoamento do aço, calculada com a tensão f_{yp} . Já o parâmetro β é utilizado para se obter a altura do bloco retangular

equivalente na seção comprimida do concreto. Segundo o ACI 318 (ACI, 2008), esse parâmetro vale 0,85 para concretos com resistência à compressão de até 28 MPa. Para resistências maiores, o valor de β deve ser reduzido de 0,05 a cada 7 MPa de resistência, não se tomando valores menores que 0,65.

2.8.4 Método de J. L. Campagnolo

O método proposto por J. L. Campagnolo (CAMPAGNOLO, 1995 2 *apud* SILVEIRA, 1997) possui as seguintes hipóteses básicas:

- Concreto trabalhando no Estádio II;
- A chapa de aço do reforço no limite de sua capacidade. A tensão é igual à limite de escoamento do aço de reforço;
- O comprimento de ancoragem deve ser calculado de modo que todo o esforço resistido pela chapa já tenha sido completamente transferido.

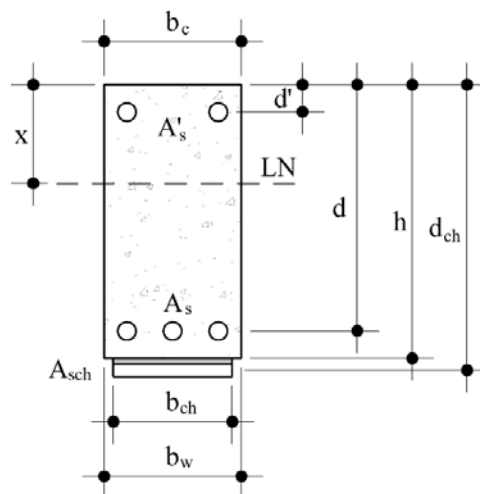


Figura 17: Seção da viga reforçada por Campagnolo (SILVEIRA, 1997).

A tensão na chapa de reforço pode ser calculada a partir da teoria do concreto armado no Estádio II, da qual pode-se deduzir a tensão na chapa de aço adicionada como reforço, isto é:

$$\sigma_{ch} = M \cdot \frac{(d_{ch} - x) \cdot E_{sch}}{I_x \cdot E_c} \quad (30)$$

$$M = \frac{E_c}{E_{sch}} \cdot \frac{F_{ych} * I_x}{(d_{ch} - x)} \quad (31)$$

A inércia homogeneizada da seção transversal é determinada por:

$$I = \frac{b_w x^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - x)^2 + \frac{E_s}{E_c} A'_s (d' - x)^2 + \frac{E_{sch}}{E_c} A_{sch} (d_{ch} - x)^2 \quad (32)$$

Já a linha neutra no Estádio II é determinada por:

$$x = \frac{-[(A_s + A'_s)E_s + A_{sch}E_{sch}] + \sqrt{[(A_s + A'_s)E_s + A_{sch}E_{sch}]^2 + 2E_c b_w [E_s(A_s d - A'_s) + A_{sch}E_{sch}d_{ch}]}}{E_c b_w} \quad (33)$$

A partir destas equações, pode-se calcular a área necessária de aço para o reforço estrutura.

3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS EM UM CASO

Apresentam-se exemplo de aplicação dos modelos de cálculo para reforço à flexão de vigas com chapa de aço colada. Na *Figura 18* pode-se observar o exemplo de viga bi apoiada com 5 m de vão livre, de um edifício comercial onde existe a necessidade de aumento na carga distribuída sobre a viga devido a alteração no projeto arquitetônico. A viga é interna à edificação e foi construída em 2010 conforme projeto fornecido. A classe de agressividade do ambiente é II (moderada) e necessita um reforço para atender ao novo carregamento. Na *Tabela 1*, mostra-se os dados dos materiais.

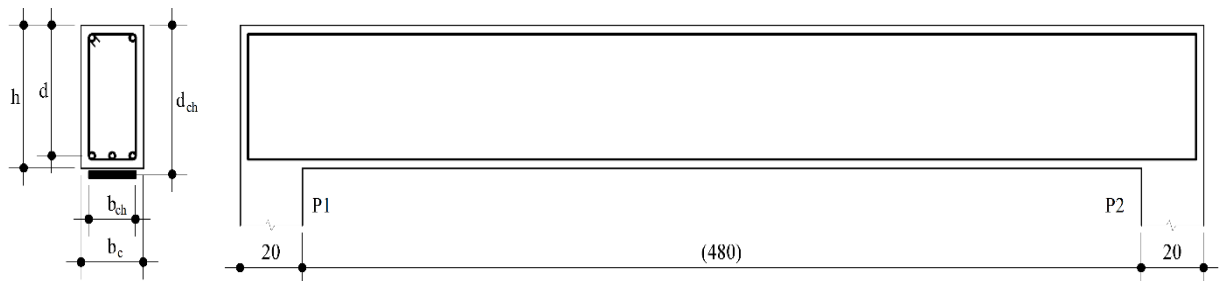


Figura 18: Seção da viga de estudo

Propriedades do concreto – Classe de agressividade moderada (Classe II)		
$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$	$\sigma_c = 10,2 \text{ MPa}$	$E_c = 21287,4 \text{ MPa}$
Propriedades da armadura longitudinal		
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$\sigma_{sr} = 310,6 \text{ MPa}$	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Propriedades do reforço		
$f_{yp} = 250 \text{ MPa}$	$\sigma_{s,ref} = 150 \text{ MPa}$	$E_p = 210000 \text{ MPa}$
Propriedades geométricas da viga		
$\rho = A_s/b*d = 0,45\%$	$\rho' = A_s'/b*d = 0$	$d_1/d = 0,07$
$d_{ch}/d = 0,12$	$b = 20 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
$d = 37,5 \text{ cm}$	$d_{ch} = 40,5 \text{ cm}$	Vão = 5,0 m
Dados do carregamento q		
$M_o/M_R = 0,16$	$M_{ref}/M_R = 1,25$	$M_R = 50,79 \text{ kNm}$
$q = 10,0 \text{ kN/m}$	Cobrimento = 2,5 cm	

Onde: f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto; σ_c – tensão à compressão no concreto; E_c – módulo de elasticidade do concreto; f_{ink} – Resistência característica ao escoamento do aço; σ_s – tensão normal de tração no aço; E_s – módulo de elasticidade do aço; F_{yp} – Resistência da chapa de reforço; $\sigma_{s,ref}$ – Tensão da chapa de reforço; E_p – módulo de elasticidade da chapa de reforço; ρ – taxa da armadura de tração; ρ' – taxa da armadura de compressão; d_1 – distância entre o centro de gravidade da armadura inferior e o centro de gravidade da chapa de reforço; d_{ch} – distância entre a fibra mais comprimida de concreto e o centro de gravidade da chapa de reforço; d – distância entre a fibra mais comprimida de concreto e o centro de gravidade da armadura inferior; b – largura da viga; h – altura da viga;

Tabela 1 : Dados do exemplo de aplicação.

3.1 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE J. BRESSON

Sabendo que:

$$Z_1 = d = 37,5 \text{ cm}, Z_2 = h + \frac{d_1}{d} = 40,08 \text{ cm e } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{21287,4} = 9,87$$

A linha neutra no Estádio II é obtida por:

$$\alpha = -\rho' (n - 1) - \rho n + \sqrt{((\rho' (n - 1) + (\rho n)^2 + 2 \frac{d'}{d} (n - 1) \rho' + 2 n \rho)}$$

$$\alpha = -0,0045 \cdot 9,87 + \sqrt{(0,0045 \cdot 9,87)^2 + 2 \cdot 9,87 \cdot 0,0045} = 0,256$$

No dimensionamento das vigas reforçadas, precisamos saber qual material atingirá a tensão admissível primeiro. Verificaremos essas condições com relação à geometria da seção da viga para obter a informação:

Se,

$$\frac{\sigma_{cR}}{\sigma_{sR}} n > \frac{\alpha}{1-\alpha}, \text{ então a armadura de tração atinge a tensão admissível.}$$

$$\frac{\sigma_{cR}}{\sigma_{sR}} n < \frac{\alpha}{1-\alpha}, \text{ então o concreto atinge a tensão admissível.}$$

$$\frac{\sigma_{cR}}{\sigma_{sR}} n = \frac{10,2}{310,6} \cdot 9,87 = 0,324 < \frac{\alpha}{1-\alpha} = 0,344$$

De acordo com o resultado, verificamos que o concreto atinge a tensão admissível, logo, o momento M_R é obtido por meio da teoria clássica do concreto armado no Estádio II. Fazendo a análise do trabalho exercido durante o processo de deformação (SILVEIRA, 1997):

$$\sigma_{c1} = \frac{M_R}{bd^2 \left(\frac{\alpha^2}{3} + \frac{\alpha - \frac{d'}{d} \rho' (n-1)}{\alpha} + \frac{n(1-\alpha)^2 \rho}{\alpha} \right)}$$

Admitindo-se a hipótese de que, a tensão seja a admissível, tem-se:

$$\sigma_{c1} = \sigma_{cR}$$

Substituindo na equação anterior, tem-se:

$$M_R = \sigma_{cR} bd^2 \left(\frac{\alpha^2}{3} + \frac{\left(\alpha - \frac{d'}{d} \right)^2 \rho' (n-1)}{\alpha} + \frac{n(1-\alpha)^2 \rho}{\alpha} \right)$$

$$M_R = 10,2 \cdot 0,20 \cdot 0,375^2 \left(\frac{0,256^2}{3} + \frac{9,87 \cdot (1 - 0,256)^2 \cdot 0,0045}{0,256} \right)$$

$$M_R = 0,038 \text{ MNm} = 38 \text{ KNm}$$

Pela teoria do Concreto Armado no Estádio II, tem-se que:

$$\frac{M_0}{M_R} = 0,16, \text{ portanto } M_0 = 0,16 \cdot 0,038 \cdot 1,4 = 0,008512 \text{ MN.m} = 8,51 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{c0} = \frac{M_0}{bd^2 \left(\frac{a_0^2}{3} + \frac{\left(a_0 - \frac{d'}{d} \right)^2 \rho' (n-1)}{a_0} + \frac{n(1-a_0)^2 \rho}{a_0} \right)}$$

$$\sigma_{c1} = \frac{0,008512}{0,20 \cdot 0,375^2 \left(\frac{0,256^2}{3} + \frac{9,87 \cdot (1 - 0,256)^2 \cdot 0,0045}{0,256} \right)} = 2,57 MPa$$

Adotando-se:

$$\sigma_{c2} = \sigma_{cR} - \sigma_{c1} = 10,2 - 2,57 = 7,63 MPa$$

Observando a Figura 11, tem-se que:

$$\sigma_{a1} = \frac{\sigma_{c1}}{\alpha} n(1 - \alpha) = \frac{2,57}{0,256} \cdot 9,87 \cdot (1 - 0,256) = 73,72 MPa$$

$$\sigma_{aR} = \frac{\sigma_{c2}}{\alpha} n \left(1 + \frac{d_1}{d} - \alpha \right) = \frac{7,63}{0,256} \cdot 9,87 \cdot (1 + 0,08 - 0,256) = 242,40 MPa$$

$$> 150 MPa$$

Como o valor de σ_{aR} ultrapassou a tensão admissível do aço do reforço, então adota-se

$\sigma_{aR} = \sigma_{sREF,R}$, obtendo-se:

$$\sigma_{c2} = \frac{\sigma_{aR} \alpha}{n \left(1 + \frac{d_1}{d} - \alpha \right)} = \frac{150 \cdot 0,256}{9,87 \cdot (1 + 0,08 - 0,256)} = 4,72 MPa$$

$$\sigma_{a2} = \frac{\sigma_{c2}}{\alpha} n(1 - \alpha) = \frac{4,72}{0,256} \cdot 9,87 \cdot (1 - 0,256) = 135,39 MPa$$

Por fim tem-se que:

$$M_s = (1,25 - 0,16) \cdot 50,79 \cdot 1,4 = 77,50 kNm$$

$$A_R = \frac{1}{\sigma_{aR} \cdot Z_2} \left[(M_0 + M_s) + (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \frac{\alpha^2}{6} b - (\sigma_{a1} + \sigma_{a2}) A Z_1 \right]$$

$$A_R = \frac{1}{150 \cdot 0,4008} \left[(0,00851 + 0,0775) + (2,57 + 4,72) \cdot \frac{0,256^2}{6} \cdot 0,2 - (73,72 + 135,39) \cdot 3,6 \cdot 10^{-4} \cdot 0,375 \right]$$

$$A_R = 0,001225 m^2 = 12,25 cm^2$$

3.2 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE CÁNOVAS

a) Cálculo da área de reforço

Adotando:

$$Z_1 = 0,9 \cdot d = 0,33 \text{ m e } Z_s = 1,1 \cdot d = 0,41 \text{ m}$$

Como $\rho=0,45\%$ (Tabela 1), a área de aço existente na peça é de:

$$A = 3,6 \text{ cm}^2$$

Substituindo na equação (11), tem-se:

$$\sigma_{sp} = \frac{M_0}{Z_1 A} = \frac{0,16 \cdot 50,79 \cdot 1,4}{0,33 \cdot 3,6 \cdot 10^{-4}} = 95,76 \text{ MPa}$$

Substituindo na equação (12), tem-se:

$$\sigma_{srs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_{sp} = \frac{500}{1,15} - 95,76 = 339,02 \text{ MPa} < \frac{\sigma_{s,Ref}}{1,15} = 130,4 \text{ MPa}$$

Portanto será adotado $\sigma_{srs} = 130,4 \text{ MPa}$. O momento fletor devido à sobrecarga na viga reforçada vale:

$$M_s = (1,25 - 0,16) \cdot 50,79 \cdot 1,4 = 77,50 \text{ kN.m}$$

Por fim, a área de reforço pode ser calculada pela equação (14), isto é:

$$A_r = \frac{M_s}{Z_s \sigma_{srs}} - A$$

$$A_r = \frac{77,50}{0,41 \cdot 130,4 \cdot 10^3} - 3,6 \cdot 10^{-4} = 0,001089 \text{ m}^2 = 10,89 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0,001089 \text{ m}^2 = 10,89 \text{ cm}^2$$

b) Verificação da resistência da resina de colagem das chapas

Determinado o reforço, deve-se verificar a resistência da resina responsável pela colagem das chapas. Para isso, utilizando da análise estrutural, pode-se determinar a força cortante que a estrutura suportava antes do reforço, isto é:

$$V_{d,r} = 1,4 \cdot 25 = 35 \text{ kN}$$

A força cortante necessária no apoio, após o reforço, vale:

$$V_{d,ref} = 1,4 \cdot 50 = 70 \text{ kN}$$

Para que no estado limite último, a resina suporte o esforço de aderência, tem-se da equação (16) em que t_{d1} é a tensão máxima resistida (Sikadur 330) e h_t a altura da viga em análise.

$$V_d \leq 0,9 b h_t \tau_{d1} = 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,4 \cdot 4 = 288 \text{ kN}$$

Onde:

$$\tau_{d1} \quad - \quad 4 \text{ N/mm}^2 \text{ – Tensão de aderência em base decapada a jato abrasivo.}$$

Da teoria do concreto armado, determina-se que a linha neutra após o reforço vale $x = 11,06 \text{ cm}$.

O momento fletor de cálculo é:

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 1,4 \cdot 5079 = 7110,6 \text{ kN.cm}$$

Sendo:

$$\gamma_f \quad - \quad \text{o coeficiente de ponderação que majora os esforços solicitantes.}$$

O valor x_{2lim} delimita os domínios 2 e 3, e para os concretos do Grupo I de resistência ($f_{ck} \leq 50$ MPa) é fixo e igual a $0,26 \cdot d$:

$$x_{2lim} = 0,26 \cdot d = 0,26 \cdot 37,5 = 9,75 \text{ cm}$$

O valor x_{3lim} delimita os domínios 3 e 4, e para os concretos do Grupo I e aço CA-50, x_{3lim} é igual a $0,63 \cdot d$:

$$x_{3lim} = 0,63 \cdot d = 0,63 \cdot 37,5 = 23,62 \text{ cm}$$

$$M_d = 0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x)$$

onde:

b_w - largura da seção;

x - posição da linha neutra;

f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão;

d - altura útil.

$$M_d = 0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x)$$

$$7110,6 = 0,68 \cdot 20 \cdot x \cdot 20/1,4 \cdot (37,5 - 0,4x)$$

$$7110,6 = 19,42 \cdot x \cdot (37,5 - 0,4x)$$

$$7110,6 = 728,25 \cdot x - 7,76x^2$$

$$7,76x^2 - 728,25x + 7110,6 = 0$$

$$x_1 = 11,06 \text{ cm}$$

$$x_2 = 82,77 \text{ cm}$$

A segunda raiz não interessa, pois, $82,77 \text{ cm} > h = 40 \text{ cm}$. Portanto, $x = 11,06 \text{ cm}$, comparando a posição da linha neutra (x) com os limites $x_{2\text{lim}}$ e $x_{3\text{lim}}$ determina-se o domínio em que a viga se encontra:

$$x_{2\text{lim}} = 9,75 \text{ cm} < x = 11,06 \text{ cm} < x_{3\text{lim}} = 23,62 \text{ cm}$$

Como a linha neutra está no intervalo entre $x_{2\text{lim}}$ e $x_{3\text{lim}}$, verifica-se que a viga está no domínio 3.

Para complementar a análise do domínio da viga, deve também ser analisada a relação entre a posição da linha neutra e a altura útil (x/d), para obedecer aos limites impostos pela norma. No item 14.6.4.3 a NBR 6118 apresenta limites para redistribuição de momentos fletores e condições de ductilidade, afirmando que “a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for x/d , tanto maior será essa capacidade”.

E para “proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

a) $x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$;

b) $x/d \leq 0,35$ para concretos com $50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$.

Conforme os limites estabelecidos acima, considerando o concreto C20 ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$), tem-se:

$$\frac{x}{d} = \frac{11,06}{37,5} = 0,29 < 0,45 \rightarrow OK!$$

Portanto, a distância entre as resultantes de compressão e tração na seção transversal vale:

$$z_1 = d_1 - 0,4x = 37,5 - 0,4 \cdot 11,06 = 33,07 \text{ cm}$$

$$z_r = d_2 - 0,4x = 40,5 - 0,4 \cdot 11,06 = 36,07 \text{ cm}$$

A tensão atuante na interface entre a chapa de aço e a superfície de concreto da viga pode ser estimada pela equação (19). Logo, para a força cortante $V_{d,ref}$, tem-se:

$$\tau \cong \frac{V_{d,Ref}}{b \cdot z_r \left[1 + \frac{A(d_1 - x)z_1}{A_R(d_2 - x)z_r} \right]}$$

$$\tau \cong \frac{70}{0,20 \cdot 0,3607 \left[1 + \frac{0,00036(0,375 - 0,1106)0,3307}{0,001089(0,405 - 0,1106)0,3607} \right]}$$

$$\tau \cong 762 \text{ KN/m}^2 = 0,762 \text{ MPa}$$

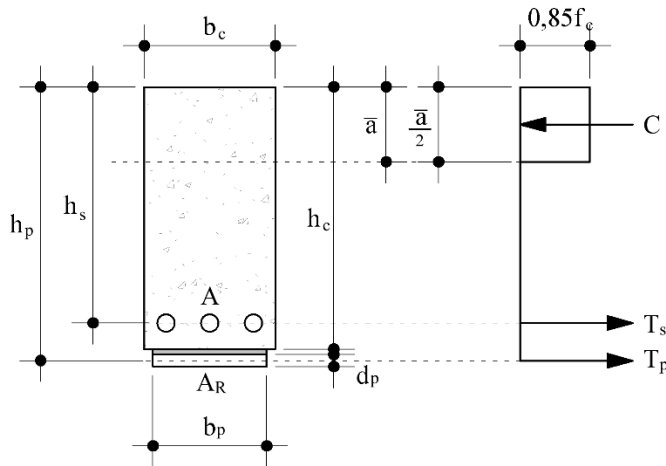
A tensão máxima resistente na interface entre a chapa de aço e a superfície de concreto é avaliada pela equação (20) e vale:

$$\tau_{max} \leq 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \left(0,6 + \frac{0,4}{4\sqrt{h}} \right) = 0,3 \cdot 20^{\frac{2}{3}} \left(0,6 + \frac{0,4}{4\sqrt{40}} \right) = 1,36 \text{ MPa}$$

Portanto, conclui-se que a tensão solicitante é inferior à tensão máxima resistente e, assim, não deverá ocorrer a ruína da aderência, com consequente descolamento da chapa de aço, para uma área da seção transversal de 10,89 cm².

3.3 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ZIRABA E HUSSEIN

Para este exemplo, será adotado para a espessura da resina entre a chapa e a viga (dc) o valor de 1 mm.



Dados:

$b_p = 0,15 \text{ m}$ (largura da chapa de reforço);

$b_c = 0,20 \text{ m}$ (largura da viga existente);

$h_c = 0,40 \text{ m}$ (altura da viga existente).

Partindo das equações (22), (23) e (24), determinam-se os coeficientes do método, isto é:

$$A_1 = \frac{b_p f_{yp}}{2} \left(1 - \frac{b_p f_{yp}}{0,85 f_c b_c} \right) = \frac{0,15 \cdot 150}{2} \left(1 - \frac{0,15 \cdot 150}{0,85 \cdot \frac{20}{1,4} \cdot 0,20} \right) = -92,97$$

$$A_2 = b_p f_{yp} \left(h_c + d_c - \frac{A_s f_{ys}}{0,85 f_c b_c} \right)$$

$$A_2 = 0,15 \cdot 150 \left(0,40 + 0,001 - \frac{(0,45\% \cdot 0,20 \cdot 0,40) \frac{500}{1,15}}{0,85 \cdot \frac{20}{1,4} \cdot 0,20} \right) = 7,57$$

$$A_3 = A_s f_{ys} \left(h_s - \frac{A_s f_{ys}}{1,7 f_c b_c} \right) - \frac{M \mu}{\phi}$$

$$A_3 = (0,45\% \cdot 0,20 \cdot 0,40) \frac{500}{1,15} \left(0,375 - \frac{(0,45\% \cdot 0,20 \cdot 0,40) \frac{500}{1,15}}{1,7 \cdot \frac{20}{1,4} \cdot 0,20} \right) - \frac{1,25 \cdot 50,79 \cdot 1,4}{1000} = -0,0451$$

Substituindo na equação (23),

$$A_1 d_p^2 + A_2 d_p + A_3 = 0$$

$$-92,97d_p^2 + 7,57d_p - 0,0451 = 0$$

Obtem-se:

$$d_p = 0,0064 \text{ m} = 6,4 \text{ mm}$$

$$d_p = 0,0074 \text{ m} = 7,4 \text{ mm} - \text{adotado} - \text{limitado pelo valor do } t_{pb}$$

Por fim, calcula-se a posição da linha neutra pela equação (29), isto é:

$$\frac{x_b}{d} = \frac{0,003}{\varepsilon_{yd} + 0,003}$$

$$\frac{x_b}{0,375} = \frac{0,003}{0,407\% + 0,003}$$

$$x_b = 15,91 \text{ cm}$$

Em seguida, determina-se a espessura máxima da chapa de reforço pela equação (28), isto é:

$$t_{pb} = \frac{\beta \cdot x_b \cdot 0,85 \cdot f_c b_c - A_s f_{ys}}{b_p f_{yp}}$$

$$t_{pb} = \frac{0,85 \cdot 0,1591 \cdot 0,85 \cdot \frac{20}{1,4} \cdot 0,20 - 0,45\% \cdot 0,20 \cdot 0,40 \cdot \frac{500}{1,15}}{0,15 \cdot 150} \cdot 100$$

$$t_{pb} = 0,76 \text{ cm} \geq d_p$$

Logo, a espessura da chapa de reforço igual a 7,94 mm (chapa comercial), o que significa uma área de aço igual a $A_R=15 \cdot 0,794=11,91 \text{ cm}^2$.

3.4 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE CAMPAGNOLO

O método proposto por Campagnolo admite que a viga reforçada se encontra no Estádio II. Sendo assim, deve-se calcular a posição da linha neutra e inércia da viga reforçada no Estádio II.

Dados:

$$E_s = E_{sch} = 210000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 21287,4 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 3,60 \text{ cm}^2 = 3,60 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$A_s' = 0,0 \text{ cm}^2$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = \frac{-[(A_s + A_s')E_s + A_{sch}E_{sch}] + \sqrt{[(A_s + A_s')E_s + A_{sch}E_{sch}]^2 + 2E_c b_w [E_s(A_s d - A_s') + A_{sch}E_{sch}d_{ch}]}}{E_c b_w}$$

$$x =$$

$$\frac{-[(3,6 \cdot 10^{-4})21 \cdot 10^9 + A_{sch}21 \cdot 10^9] + \sqrt{[(3,6 \cdot 10^{-4})21 \cdot 10^9 + A_{sch}21 \cdot 10^9]^2 + 2 \cdot 21 \cdot 10^8 \cdot 0,20 [21 \cdot 10^9 (3,6 \cdot 10^{-4} \cdot 0,375) + A_{sch}21 \cdot 10^9 \cdot 0,405]}}{21 \cdot 10^8 \cdot 0,20} =$$

Cálculo da Inércia:

$$I = \frac{b_w x^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - x)^2 + \frac{E_s}{E_c} A_s' (d' - x)^2 + \frac{E_{sch}}{E_c} A_{sch} (d_{ch} - x)^2$$

$$I = \frac{0,20x^3}{3} + \frac{2,1 \cdot 10^8}{2,128 \cdot 10^7} 3,6 \cdot 10^{-4} \cdot (0,375 - x)^2 + \frac{2,1 \cdot 10^8}{2,128 \cdot 10^7} A_{sch} (0,405 - x)^2$$

O momento necessário para a viga reforçada vale $50,79 \text{ kNm}$ (valor característico). Entretanto, para efeito de comparação, adotou-se o momento $M_{REF} = 38 \text{ kNm}$ determinado no item 3.1. Este momento deve ser majorado por $\gamma_f = 1,4$ para se obter o momento de cálculo. Outro aspecto importante no método é que a tensão máxima na chapa é limitada pela sua tensão admissível, logo deve-se adotar $f_{ych} = \sigma_{s,REF} = 150 \text{ Mpa}$. Portanto, obtém-se:

$$M_d = \frac{E_c}{E_{sch}} \cdot \frac{F_{ych} \cdot I_x}{(d_{ch} - x)}$$

$$M_{REF} \cdot \gamma_c = \frac{E_c}{E_{sch}} \cdot \frac{F_{ych} \cdot I_x}{(d_{ch} - x)}$$

$$38 \cdot 1,4 = \frac{2,128 \cdot 10^7}{2,1 \cdot 10^8} \cdot \frac{150 \cdot 10^3 \cdot I_x}{(0,405 - x)}$$

Substituindo os valores da linha neutra e da inércia, ambas em função de A_{sch} , nessa expressão, pode-se determinar a área necessária para a chapa de aço, que, neste exemplo, vale $A_{sch} = 11,97 \text{ cm}^2$.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na *Tabela 2* é mostrado um resumo dos resultados obtidos para a área de reforço pelos diferentes métodos.

Em todos os métodos, a tensão na chapa foi limitada em $\sigma_{S, REF}$ de modo a permitir a comparação dos resultados entre os diferentes modelos, mesmo que sejam em diferentes estádios.

Modelos de cálculo	Área de aço calculada (cm ²)	Diferença (%)	Estádio
J. Bresson - França	12,25	0,0	II
Cánovas – Espanha	10,89	-11,10	III
Ziraba e Hussein – Arabia Saudita	11,91	-2,77	III
Campagnolo - Brasil	11,97	-2,28	II

Tabela 2: Quadro comparativo de área de aço de reforço de chapas coladas com resina epóxi.

Se considerar o resultado expresso por Bresson(1971) que é de 12,25 cm², observa-se que as áreas de aço dos modelos de cálculo de Cánovas(1988) e Ziraba(1994) foram as menores, já que estes usaram como hipóteses a seção no Estádio III, ocasionando uma mudança da posição da linha neutra com consequente aumento do braço de alavanca da armadura de flexão e da inércia, o que acarreta em uma menor área de aço. Em contrapartida, o valor referente ao reforço de J. Bresson é superior aos calculados pelo fato de não considerar mudança na posição da linha neutra.

Na *Tabela 3* é mostrado um resumo dos resultados obtidos para a área de chapas calculadas usando perfis comerciais em barras chatas, empregadas para substituir as chapas metálicas, encontrados no mercado brasileiro. Empregamos a barra chata de 152 mm pelo fato da viga de concreto existente ter 200 mm de largura.

Modelos de cálculo	Área de aço calculada (cm ²)	Diferença (%)	Barra chata utilizada (mm)	Estádio
J. Bresson - França	14,49	0,0	152 x 9,53	II
Cánovas – Espanha	12,01	-20,6	152 x 7,94	III
Ziraba e Hussein – Arabia Saudita	12,01	-20,6	152 x 7,94	III
Campagnolo - Brasil	12,01	-20,6	152 x 7,94	II

Tabela 3: Quadro comparativo de área de aço de reforço de chapas coladas com resina epóxi.

Barra chata laminada

Tamanho nominal		Peso aprox. kg/m	Tamanho nominal		Peso aprox. kg/m
pol.	mm		pol.	mm	
—	12,70 x 2,50	0,25	1.1/4" x 3/8"	31,75 x 9,53	2,38
—	15,88 x	0,31	1.1/2" x	38,10 x	2,85
3/8" x 1/8"	9,53 x 3,18	0,24	2" x	50,80 x	3,80
1/2" x	12,70 x	0,32	2.1/2" x	63,50 x	4,75
5/8" x	15,88 x	0,40	3" x	76,20 x	5,70
3/4" x	19,05 x	0,48	4" x	101,60 x	7,60
7/8" x	22,23 x	0,55	4.3/4" x	114,30 x	9,03
1" x	25,40 x	0,63	6" x	152,40 x	11,40
1.1/4" x	31,75 x	0,79	7/8" x 1/2"	22,23 x 12,70	2,22
1.1/2" x	38,10 x	0,95	1" x	25,40 x	2,53
2" x	50,80 x	1,27	1.1/4" x	31,75 x	3,17
1/2" x 5/32"	12,70 x 3,97	0,40	1.1/2" x	38,10 x	3,80
1/2" x 3/16"	12,70 x 4,76	0,47	2" x	50,80 x	5,06
5/8" x	15,88 x	0,59	2.1/2" x	63,50 x	6,33
3/4" x	19,05 x	0,71	3" x	76,20 x	7,60
7/8" x	22,23 x	0,83	4" x	101,60 x	10,13
1" x	25,40 x	0,95	4.1/2" x	114,30 x	11,40
1.1/4" x	31,75 x	1,19	6" x	152,40 x	15,19
1.1/2" x	38,10 x	1,42	1.1/2" x 5/8"	38,10 x 15,88	4,75
2" x	50,80 x	1,90	1.3/4" x	44,45 x	5,54
1/2" x 1/4"	12,70 x 6,35	0,63	2" x	50,80 x	6,33
5/8" x	15,88 x	0,79	2.1/2" x	63,50 x	7,92
3/4" x	19,05 x	0,95	3" x	76,20 x	9,50
7/8" x	22,23 x	1,11	3.1/2" x	88,90 x	11,08
1" x	25,40 x	1,27	4" x	101,60 x	12,67
1.1/4" x	31,75 x	1,58	6" x	152,40 x	19,00
1.1/2" x	38,10 x	1,90	3.1/2" x 11/16"	88,90 x 17,46	12,18
2" x	50,80 x	2,53	2" x 3/4"	50,80 x 19,05	7,60
2.1/2" x	63,50 x	3,17	2.1/2" x	63,50 x	9,50
3" x	76,20 x	3,80	3" x	76,20 x	11,40
4" x	101,60 x	5,06	3.1/2" x	88,90 x	13,29
5" x	127,00 x	6,33	4" x	101,60 x	15,19
6" x	152,40 x	7,60	6" x	152,40 x	22,79
1" x 5/16"	25,40 x 7,94	1,58	2" x 1"	50,80 x 25,40	10,13
1.1/4" x	31,75 x	1,98	3" x	76,20 x	15,19
1.1/2" x	38,10 x	2,37	3.1/2" x	88,90 x	17,73
2" x	50,80 x	3,17	4" x	101,60 x	20,26
2.1/2" x	63,50 x	3,96	5" x	127,00 x	25,32
3" x	76,20 x	4,75	6" x	152,40 x	30,39
4" x	101,60 x	6,33	4" x 1.1/4"	101,60 x 31,75	25,32
5" x	127,00 x	7,92	4" x 1.1/2"	101,60 x 38,10	30,39
6" x	152,40 x	9,50	4.1/4" x	107,95 x	32,29
1" x 3/8"	25,40 x 9,53	1,90	3" x 2"	76,20 x 50,80	30,39



- Barras de aço.
- Normalmente fornecida de acordo com a Norma ASTM A 36. Sob consulta, pode também ser fornecida segundo as Normas ASTM A 572, ASTM A 588 (resistente à corrosão atmosférica), SAE 5160 (aço para mola), SAE 1045 ou SAE 1020.

Tabela 4: Tabela de perfis em barra chata, empregada para reforço (Fonte:Gerdau).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considera-se que foi atingido o objetivo estabelecido no início desta pesquisa, e que a hipótese foi corroborada e pode-se observar que:

- a) O método de J. Bresson (1971) é a maior área calculada. É o método de cálculo mais antigo, portanto o estudo estava no início;
- b) O método de Cánovas(1988) foi o menor valor obtido da área calculada, com uma diferença de 11,10% em comparação ao método de Bresson;
- c) Os resultados obtidos para reforço do método de Ziraba e Hussein(1994) ficaram bem próximo do método de Campagnolo(1993);
- d) Os modelos de cálculo estudados divergem em alguns pontos, como: estádios, método das tensões admissíveis contra estado limite último ou de serviço, escolha de diagramas de tensões ou deformações, normas regulamentadoras, tipos de ruptura entre outras hipóteses simplificadoras.
- e) Apesar das diferenças, os resultados finais obtidos foram próximos com uma diferença de 11,10% entre o maior e o menor valor encontrado para área de reforço à flexão. Porém, vale lembrar que para a perfeita interação concreto-resina-aço, os processos construtivos, já descritos neste trabalho, devem ser criteriosamente seguidos.
- f) Empregando barras chatas em perfis comerciais de mercado, percebemos que a diferença dos métodos aumenta para 20% em comparação com o método de Bresson. No entanto se realizarmos uma análise entre os métodos de Cánovas, Ziraba e Hussein e Campagnolo, essa diferença é praticamente nula.

5.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se, abaixo, proposições para novos trabalhos relacionados ao presente estudo:

- Realizar estudos e testes para certificar métodos de cálculo de acordo com as normas brasileiras, visto que os métodos de cálculo são executados em estádios diferentes (estádio II e III);
- Realizar estudos em MEF para comprovar a eficácia destes métodos em conjunto com testes mecânicos;
- Discorrer e comparar sobre outros métodos de cálculo para vigas com chapa de aço coladas encontrados nas bibliografias.
- Realizar análises para vigas com diferentes características geométricas, físicas e mecânicas.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR 6118 – **Projetos de estruturas de concreto – Procedimento**. Brasil, 2014.

ACI 318-08 – **Building Code Requirements for Structural and Commentary**. Farmington Hills, Michigan, 1998.

ADHIKARY, B.B., MUTSUYOSHI, H. AND SANO, M. (2000). “**Shear strengthening of reinforced concrete beams using steel plates bonded on beam web: experiments and analysis**”, Construction and Building Materials, Vol. 14, No. 5, pp. 237–244.

APPLETON, J.; GOMES, A.(1997). **Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores**. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), Série I, nº 41, 1997.

APPLETON, J.; GOMES, A.(1997). **Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções**. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), Série I, nº 42, 1997.

BEBER, A. J.(2003). **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçados com Compósitos de Fibra Carbono**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BRESSON, J. **Nouvelles recherches et applications concernant l’utilization des collages dans les structures**, Annales de l’ITBTP, série BBA/116, Paris, 1971.

CAMPAGNOLO, J.L, CAMPOS FILHO, A. & SILVA FILHO, L.C.P. (1993). **Estudo do comportamento estrutural e do problema de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas**. In: XXVI JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL. Montevideo, Uruguay, 1993.

CÁNOVAS, M.F.(1988). **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo, Editora Pini, 1988.

CARVALHO, R.C., FIGUEIREDO FILHO, **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**; EDUFSCAR, 4ª. Edição, 2014;

DEGHENHARD, C.C. **Análise Experimental da Capacidade Portante em Vigas de Concreto Armado Sujeitas a Flexão com Reforço Metálico Colado na Face Tensionada**; Universidade do Extremo Sul Catarinense: Criciúma, Brazil, 2013;

FENG, P., YE, L., ZHAO, H. AND ZHUANG, J. (2004). **“Review and new proposals for performance indices of flexural members”**, Proceedings of the 8th International Symposium on Structural Engineering for Young Experts, Xi'an, China, August, pp. 121–130.

FOLEY, C.M. AND BUCKHOUSE, E.R. (1999). **“Method to increase capacity and stiffness of reinforced concrete beams”**, Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol. 4, No. 1, pp. 36–42.

GIL, ANTONIO C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. Atlas, 4ª ed. São Paulo, 2002.

HELENE, P.; FIGUEIREDO, E. P. **Introducción. In: Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón: reparación, refuerzo y protección**. CYTED – XV-F. 2003, Introducción, p. 21-36.

HELENE, P. **Manutenção para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. Pini, 2ª ed. São Paulo, 1992.

HELENE, P. R. L.(1994). **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. Editora Pini, São Paulo, 1994.

LIBÂNIO, M. P.(2003). **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: EESC-USP, 2003.

MORAIS, M. C. (1997). **Reforço de vigas de concreto**. Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1997.

PIMENTA, TAIA MARINHO. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com chapas metálicas, coladas com geopolímero, e com mantas de sisal coladas com resina epóxi.** Paraíba, 2012.

REIS, A.P.A, (1998) **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho.** São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1998.

REIS, L. S, N, (2001). **Sobre a recuperação e reforço das estruturas de concreto armado.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas, Belo Horizonte, 2001.

ROBERTS, T.M. AND HAJI-KAZEMI, H. (1989). **“Strengthening of under reinforced concrete beams with mechanically attached steel plates”**, International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 11, No. 1, pp. 21–27.

RUIZ, G., ELICES, M. AND PLANAS, J. (1999). **“Size effect and bond-slip dependence of lightly reinforced concrete beams”**, European Structural Integrity Society, Vol. 24, pp. 67–97.

SHARIF, A., AL-SULAIMANI, G.J., BASUNBUL, I.A., BALUCH, M.H. AND HUSAIN, M. (1995). **“Strengthening of shear-damaged rc beams by external bonding of steel plates”**, Magazine of Concrete Research, Vol. 47, No. 173, pp. 329–334.

SILVEIRA, S. S.. **Dimensionamento de vigas de concreto armado reforçadas com chapas coladas com resina epóxi.** 114 f. Dissertação (Engenharia Civil). Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1997.

SOUZA, V.C.M., RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto.** 1ed. São Paulo: Pini, 1998. 257 p.

SOUZA, M.T. (1991). **Clínica Geral: erros de projeto, execução, materiais, uso.** Vale tudo. Construção, São Paulo, nº2277, v.30, setembro, 1991.

SOUZA, R.H.F. (1990). **Análise do Comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transverso**. Lisboa, Tese (Doutorado) -Universidade Técnica de Lisboa, 1990.

SU, R.K.L. AND ZHU, Y. (2005). “**Experimental and numerical studies of external steel plate strengthened reinforced concrete coupling beams**”, Engineering Structures, Vol. 27, No. 10, pp. 1537–1550.

TEOBALDO, I. N, C, (2004). **Estudo do aço como objeto de reforço estrutural em edificações antigas**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas, Belo Horizonte, 2004.

ZIRABA. Y.N, BALUCH M. H., BASUNBUL A., SHARIF A. M., AZAD A. K., AL-SULAIMANI G. J. **Guidelines toward the design of reinforced concrete beams with external plates**. ACI Structural Journal, v. 91, n. 6, EUA. 1994.