

ANÁLISE DE REFORÇOS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Amanda Rodrigues Botelho
Fernanda Tenório De Souza Silva
Ludmila De Araujo Silva

Setembro/2019

Curso de Graduação em Engenharia Civil - Centro Universitário De Volta Redonda/UniFOA

RESUMO

O reforço de estruturas de concreto armado, atualmente, tornou-se frequente devido, em parte, à deterioração das estruturas, que associado a outros fatores como falhas na execução, manutenção deficiente e aplicação de sobrecargas não previstas contribuem para a diminuição da vida útil das estruturas. Negligenciar estes aspectos pode provocar um acúmulo de deficiências e custos que, a um certo ponto, tornam inevitáveis a execução de uma intervenção. Recuperar estruturas tornou-se viável, devido à disponibilidade de materiais e variedade de técnicas menos invasivas e mais rápidas. Este estudo apresenta, portanto, uma revisão das técnicas comumente utilizadas para o reforço de vigas de concreto armado. São descritas as técnicas de reforço estrutural, como aumento da seção transversal existente, adição de chapas a face inferior de vigas e adição de perfis metálicos, além de seus respectivos critérios de dimensionamento. Para tanto, este trabalho leva em conta fatores como concepção original da estrutura, seus defeitos, as novas utilizações e materiais empregados. A partir disto, é feita uma conclusão acerca dos resultados obtidos com indicação da viabilidade econômica de cada sistema.

Palavras-chave: reforço; vigas de concreto armado; adição de armaduras; chapas; perfis metálicos.

1 INTRODUÇÃO

Desde os primórdios, o ser humano se preocupa com a construção de estruturas que se adaptem às suas necessidades. Assim, devido ao crescimento acelerado da construção civil em determinadas épocas, houve a necessidade de inovações, que trouxeram à humanidade um grande acervo científico ao longo do tempo, permitindo o desenvolvimento da tecnologia da construção acerca da concepção, do cálculo, da análise e do detalhamento das estruturas, da tecnologia de materiais e das técnicas construtivas.

O desenvolvimento tecnológico aconteceu naturalmente, e com ele o aumento do conhecimento sobre estruturas e materiais, decorrentes do estudo e análise de erros cometidos, que têm resultado em deterioração precoce ou em acidentes. Estes fatores, somados às inevitáveis falhas involuntárias e casos de imperícia, faz com que certas estruturas apresentem desempenho insatisfatório, se confrontadas com as finalidades propostas.

Mesmo com o desenvolvimento da tecnologia da construção ao longo dos séculos, ainda há sérias limitações no que diz respeito à recuperação e reforço de estruturas de concreto armado. Em razão disto, praticamente inexitem normas técnicas específicas nesta área de conhecimento. O conhecimento destes procedimentos e técnicas é de fundamental importância para que estruturas deterioradas, por falha de projeto ou de execução, uso inadequado, falta de manutenção, envelhecimento natural, entre outras, voltem a apresentar desempenho satisfatório até o final de sua vida útil.

A vida útil de uma estrutura pode ser definida como o período durante o qual a estrutura é capaz de garantir não apenas sua estabilidade, mas todas as funções para as quais foi projetada [1].

A situação mais favorável, em relação a uma estrutura, será a de se desenvolver o projeto de maneira que a construção possa ser bem executada e o trabalho de manutenção facilitado, mantendo-se a deterioração em níveis mínimos. Embora estas etapas sejam bem executadas, ou mesmo, quando existem programas de manutenção bem definidos, as estruturas e seus materiais deterioram-se.

Contudo, a deterioração pode ocorrer por diversas causas, dentre elas, o envelhecimento natural da estrutura, os acidentes, a escolha incorreta de materiais, e até mesmo pela imprudência de profissionais. Cada material reage de uma forma única aos agentes de deterioração a que é submetido, de acordo com o material ou componente e das condições de exposição aos agentes de deterioração. A análise da deterioração possibilita o julgamento coerente da viabilidade de recuperação de uma estrutura. Podendo-se considerar aceitável quando se caracterizar uma relação positiva entre seu custo inicial, sua vida útil e seu custo de

recuperação.

A qualidade do serviço de reforço depende do estudo aprofundado dos problemas patológicos que causaram danos à estrutura e o quanto a mesma já foi impactada. Com isto, é possível definir a técnica mais viável para recuperar e reforçar tal estrutura.

Após a verificação de problemas patológicos em uma estrutura, torna-se necessário uma vistoria minuciosa e cuidadosamente planejada, realizada por engenheiro capacitado, que possa identificar com máxima precisão a necessidade ou não de intervenção técnica. Para, assim, determinar as reais condições da estrutura, de forma a avaliar as causas das anomalias existentes e se não há mais do que um fator gerador do sintoma patológico analisado. Por último, o diagnóstico poderá levar o profissional a conclusões diversas, inclusive, em casos extremos, a recomendar a utilização parcial ou mesmo a demolição da estrutura.

1.1 Problema Abordado

Devido aos efeitos do ambiente, um elemento de construção qualquer sofre, ao longo do tempo, uma decadência progressiva de seu desempenho, à medida que se alteram os materiais de que é feito. Tais fenômenos podem levar o material a perder desempenho, o que compromete a utilização da estrutura em relação às funções para as quais foi projetada.

O reforço estrutural, portanto, se faz necessário quando uma estrutura não é mais capaz de resistir às cargas a que está submetida, ou quando essas cargas são indevidamente aumentadas.

1.2 Justificativa

Nos últimos tempos, uma nova percepção das estruturas de concreto armado se deu após o crescente número de problemas estruturais observados, devido à má concepção de projeto, privação do controle de qualidade de execução, utilização inadequada da estrutura ou mesmo do envelhecimento “natural” da estrutura.

Uma vez que a estrutura de concreto armado seja consolidada, pode surgir a necessidade de repará-la por outros fatores, como a mudança do uso, necessidade de ampliação, ou com a inviabilidade de demolição.

Tradicionalmente, os métodos de recuperação e reforço de estruturas é um assunto pouco abordado em sala de aula, apresenta escassa bibliografia e as normas técnicas específicas são quase inexistentes. Portanto, este trabalho se faz necessário contribuindo com técnicas corretivas de reforço de elementos estruturais.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

O propósito deste trabalho é abordar as metodologias apropriadas para o dimensionamento do reforço de elementos estruturais danificados ou daqueles que necessitam de incremento na sua capacidade portante. Por meio do estudo da avaliação da resistência residual de elementos de concreto armado fletidos é possível quantificar a real necessidade de reforço e, conseqüentemente, sua intensidade.

Por fim, analisar as situações de aumento da capacidade resistente de peças fletidas pelo aumento da seção transversal com adição de armaduras, de elementos metálicos, como chapas e perfis, e ainda fazer uma análise da viabilidade econômica da execução de trabalhos de reforço.

1.3.2 Objetivos Específicos

- a) Realizar um estudo aprofundado acerca das técnicas usualmente adotadas para o reforço estrutural de elementos de concreto armado.
- b) Identificar as vantagens e desvantagens de cada técnica tendo em vista a viabilidade econômica.
- c) Implementar um estudo de caso.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Sintomatologia das Estruturas de Concreto

Em geral, as estruturas, em particular as de concreto, apresentam uma enorme variedade de características, das quais, espera-se sempre uma completa adequação aos propósitos a que se destinam.

O concreto, como material de construção, é instável ao longo do tempo, alterando suas propriedades físicas e químicas de acordo com as características de seus componentes e das respostas destes às condicionantes do meio ambiente. Costuma-se chamar de deterioração as conseqüências destes processos de alteração que venham a comprometer o desempenho de uma estrutura, ou material [2].

Para garantir o nível de qualidade esperado, é preciso assegurar a conformidade com os requisitos de satisfação através de um conjunto de ações programadas e sistemáticas.

Salvo os casos correspondentes à ocorrência de catástrofes naturais, os problemas patológicos originam-se das falhas que ocorrem durante a realização de uma ou mais destas ações, inerentes ao processo da construção civil. Processo este que pode ser dividido em três etapas básicas: concepção, execução e utilização.

2.1.1 Causas da Deterioração nas Estruturas de Concreto

É absolutamente necessário entender como se dá o surgimento e desenvolvimento de uma patologia. O conhecimento das origens da deterioração é indispensável, não apenas para que se possa proceder aos reparos exigidos, mas também para se garantir que, após reparada, a estrutura não volte a se deteriorar [2].

2.1.1.1 Causas intrínsecas

Causas intrínsecas são inerentes às próprias estruturas, ou seja, todas as que têm sua origem nos materiais e peças estruturais durante as fases de execução e/ou de utilização das obras, pela deficiência de qualificação profissional, por questões próprias ao material concreto e por ações externas, inclusive acidentes.

As falhas humanas ocorrem com bastante frequência, e levam as estruturas a manifestar problemas patológicos significativos.

Outros fatores contribuem para a deterioração das estruturas, como a variação da temperatura externa, a ação do vento e das chuvas. A atuação destes agentes da natureza determina um dano progressivo da estrutura, e durante o período de endurecimento do concreto, afetam, de forma muito singular, a cura.

Quanto às propriedades do concreto, a degradação depende, diretamente, de dois fatores que são inerentes ao próprio material e à sua sensibilidade ao ambiente: a porosidade do concreto e condições ambientais da superfície. Como, em geral, é improvável a melhoria das condições ambientais, a única forma de minimizar a possibilidade de transporte dos agentes agressores é a obtenção de baixos índices de porosidade e permeabilidade. Quanto mais permissivo um concreto for ao transporte interno de água, gases e de outros agentes agressivos, maior será a probabilidade da sua degradação, bem como da do aço que deveria proteger [2].

2.1.1.2 Causas extrínsecas

As causas extrínsecas de deterioração da estrutura são vistas como fatores que atacam a estrutura “de fora para dentro”, durante as fases de execução e ao longo de sua vida útil [2].

Durante o projeto estrutural é comum o surgimento de problemas de significativa gravidade, como a modelização inadequada em *softwares* com considerações equivocadas das condições de engastamento, por exemplo. Em muitos casos, a não observância a estes aspectos traz, como consequência, a instalação de graves quadros patológicos que podem levar a estrutura à ruína.

Por outro lado, a ausência ou a má utilização de juntas de dilatação nas estruturas, a má avaliação/combinção de cargas previstas em norma [3], ou cargas de vento, de acordo com os preceitos técnicos [4]. A utilização de cobrimentos insuficientes para estruturas em contato com agentes sabidamente agressivos, como a terra ou a água, contribuem consideravelmente para a degradação da estrutura, pelo fato de não possuírem defesas suficientes para fazer frente à agressividade do meio ambiente.

Já durante a etapa de utilização (entende-se vida útil da estrutura) é comum os problemas terem direta relação com a atuação do homem, seja pela extinção de paredes ou outras peças estruturais (vigas ou pilares), aumento do número de andares, demolições e abertura de furos em vigas ou lajes, mudança de propósito funcional da estrutura com aumento de sobrecarga, sem a devida avaliação técnica. Outros motivos podem levar a estrutura a apresentar desempenho insatisfatório, como as ações mecânicas que, por sua vez, são aquelas cuja ocorrência é imprevisível. Resultam, de maneira geral, de solicitações bruscas, como choques de veículos contra pilares, sismos, inundações e incêndios.

2.1.2 Processos Físicos de Deterioração das Estruturas de Concreto

Na maioria das vezes, os quadros patológicos decorrentes da atuação dos agentes intrínsecos e extrínsecos da deterioração do concreto têm suas causas evidentes e podem ser evitadas através de medidas simples, como a escolha correta dos materiais e dos métodos de execução, elaboração de projetos conscientemente detalhados ou por um programa de manutenção adequado.

Porém, alguns efeitos não são tão facilmente evitáveis, pelo contrário, na maioria das vezes são impossíveis de serem considerados, como os devidos a causas mecânicas, como sobrecargas e impactos para os quais a estrutura não havia sido dimensionada, ou a acidentes, como sismos e incêndios. Se somados a estas deficiências os erros de execução, como métodos construtivos inadequados, mão-de-obra tecnicamente deficiente, falhas na fiscalização, com a

consequente criação das facilidades para o acesso direto dos agentes agressores, facilitando a oxidação das armaduras e a degradação do concreto.

Dentre as manifestações patológicas mais comuns nas estruturas de concreto armado está a fissuração. A fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração. O quadro fissuratório pode, ainda, ocorrer por outras causas, como movimentação de fôrmas e escoramento, retração plástica térmica ou devido a reações químicas internas do concreto, podendo ser evitadas com cuidados na definição do traço e na cura do concreto.

A corrosão das armaduras é uma das principais causas de fissuração, e provoca a perda de aderência entre o aço e o concreto, com alteração na resposta da peça estrutural às solicitações às quais está submetida.

Contudo, a caracterização da fissura como deficiência estrutural dependerá sempre da origem, intensidade e magnitude do quadro de fissuração existente. Visando obter bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, entende-se a situação em que as fissuras passam a causar desconforto psicológico aos usuários, busca-se controlar a abertura dessas fissuras com aberturas que não excedam valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm [5].

Outra manifestação comum é a desagregação do concreto, processo que consiste em sua própria separação física em placas ou fatias, com perda também da capacidade de engrenamento entre os agregados e da função ligante do cimento, gerando a diminuição, total ou parcial, da capacidade da peça de resistir aos esforços que a solicitam [2].

Uma análise equivocada dos quadros patológicos pode levar a aplicação de métodos errôneos. Posto isto, o dimensionamento do reforço de uma estrutura de concreto só será bem-sucedido se forem corretamente analisadas as condições às quais a estrutura está submetida, as reais causas de sua deterioração e a forma como se manifestam seus sintomas.

2.2 Resistência Residual em Elementos Fletidos

Admitindo-se um modelo de estudo genérico, com hipóteses básicas para análise, o exemplo a seguir é bastante representativo. A viga apresenta, ao longo de sua extensão ℓ_d , suas armaduras de tração livres do envolvimento com o concreto. Neste caso, as barras acabam por ficar isoladas do concreto que originalmente as envolvia, configurando inexistência de aderência (Figura 1).

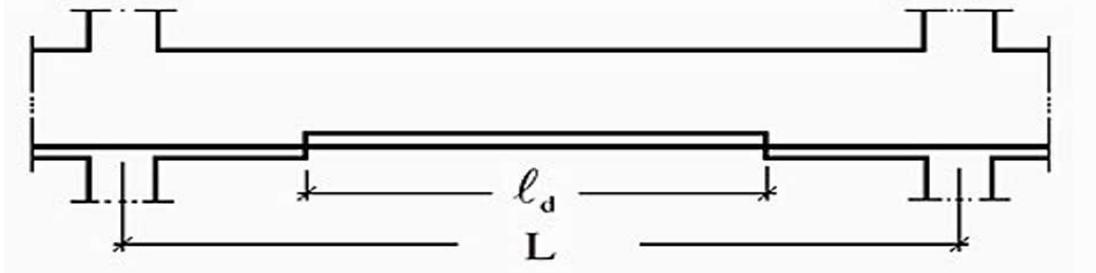


Figura 1 - Viga fletida com armadura de tração exposta [2]

O fenômeno de aderência entre aço e concreto é de vital importância. O grau no qual o comportamento de uma viga se altera ao ser danificada depende do comprimento afetado. Quanto maior este comprimento, maior a tensão de compressão no concreto, e, em casos extremos, ocorrerá à ruptura do concreto por esmagamento, a um carregamento um pouco menor do que o que seria necessário para causar o esmagamento do concreto na viga sã.

Para que isto ocorra, dependerá de a armadura escoar ou não antes de σ_c atingir o valor da tensão de ruptura do concreto, o que, por sua vez, depende de ρ , taxa de armadura da seção. Logo, quanto mais fortemente armada a viga, mais reduzida será sua resistência à flexão.

A redução de capacidade de carga em uma viga de concreto armado simplesmente apoiada danificada depende da fração do vão com armaduras livres, da distribuição de cargas ao longo do vão e da densidade das armaduras [6].

Assumiu-se que tanto o trecho com armadura livre como o carregamento fossem simétricos em relação ao meio do vão, e que o concreto se comportasse de forma linearmente elástica até a ocorrência de uma ruptura frágil e repentina.

Baseados nestas informações foram desenvolvidas equações algébricas que possibilitam calcular a resistência residual de elementos fletidos danificados, gerando os gráficos apresentados na Figura 2.

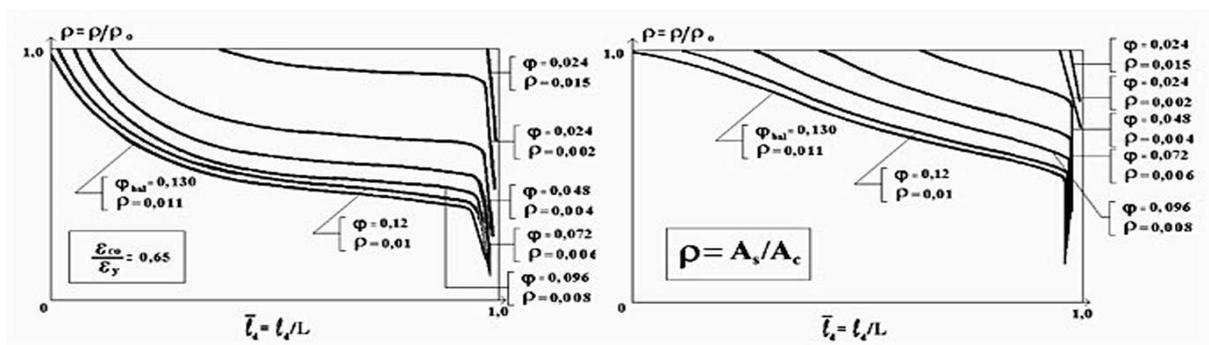


Figura 2 - Curvas de capacidade de carga x comprimento danificado [2]

A partir da análise dos gráficos, chegou-se às seguintes conclusões:

Quanto maior a resistência à compressão do concreto, menor é a redução da capacidade de carga. Por outro lado, quanto mais armados forem os elementos, maior a taxa de armadura e, conseqüentemente, maior o valor de ϕ , logo maior será a redução da capacidade de carga dos elementos. De qualquer modo, esta capacidade só se reduz após se atingir um comprimento crítico de danificação, para o qual o elemento muda da condição de subarmado para a de superarmado.

As reduções progressivas da capacidade de carga vão se tornando menores à medida que o comprimento danificado aumenta, até cerca de 90% do vão. A partir daí as curvas sofrem abruptas variações, devido à mudança da condição de ruptura, que pode se dar por falta de ancoragem das barras tracionadas.

As reduções da capacidade de carga são bem inferiores para cargas uniformemente distribuídas se comparadas as cargas concentradas aplicadas no meio do vão.

Acrescenta-se à lista de fatores que influenciam a capacidade portante do elemento fletido a posição do trecho danificado, a forma do carregamento e a forma da seção transversal do elemento e chegaram a resultados que permitem afirmar que, para duas cargas concentradas dispostas simetricamente em relação ao meio do vão, a redução da capacidade de carga assume um valor percentual intermediário às dos casos de uma carga concentrada única e de uma carga uniformemente distribuída [7].

Na Figura 3 tem-se a demonstração do resultado dos ensaios de duas vigas.

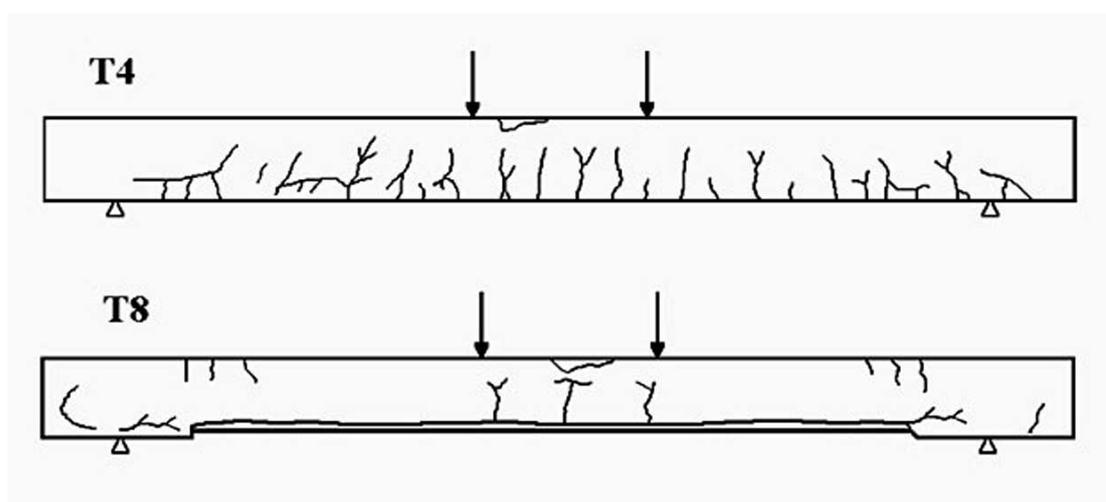


Figura 3 - Resultados de Ensaio em Vigas [7]

Notou-se que, na viga danificada a formação de trincas foi repentina, com atuação de cargas relativamente baixas. As aberturas das fissuras na viga danificada foram mais extensas

do que na viga são devido à ausência de armadura, e apresentaram um espaçamento maior na zona de momento constante.

Foi observado, ainda, que a bifurcação das fissuras na viga danificada se deu pelo fato de que as mesmas não podem se propagar acima do eixo neutro. Não surgiram fissuras na zona tracionada, na viga danificada, exteriores ao trecho da viga em que o momento solicitante M é constante e surgiram, apenas na viga danificada, fissuras de flexão próximas ao final do trecho em que a armadura estava exposta, na face superior da viga.

Os comportamentos das vigas ensaiadas apresentaram boa concordância com as análises teóricas efetuadas. Assim, sugere-se que para lajes e vigas usuais de edifícios sejam utilizados os gráficos aqui apresentados para estimar a capacidade residual de carga de elementos fletidos danificados, mas que para vigas de maior importância seja efetuada uma análise por elementos finitos, considerando-se a ductilidade rotacional da seção de ruptura.

2.3 Técnicas de Reforço em Vigas de Concreto Armado

2.3.1 Armaduras de Complementação

As situações que demandam intervenção técnica por meio de adição de armaduras são frequentes, seja para correção de falhas, quando por corrosão as barras perdem parte de sua seção original, seja para ampliação ou regeneração da capacidade portante da estrutura. O aumento do número de barras se faz necessário para que as condições de segurança e desempenho sejam restabelecidas.

Assim, em obras de reforço é indispensável que o detalhamento seja bem pormenorizado, incluindo sempre o cobrimento das armaduras, espaçamento entre barras, sistemas de ancoragem e emendas, ângulos de dobramento e curvatura.

É comum admitir-se, alguma redução na seção transversal da armadura existente sem que isto implique, diretamente, haver necessidade de complementação, lançando mão da possibilidade de que se conviva com alguma flexibilidade relativamente ao coeficiente de segurança global [2].

Assim, é usual adotar-se o princípio de que a necessidade de adição de armadura se dá quando a redução da seção da barra corroída ultrapassar 15%.

Entretanto, em casos mais graves este limite é bastante discutível, não devendo, portanto, ser considerado. Há também casos em que o problema não deve ser encarado de maneira isolada (complementação barra a barra) e sim pela análise de toda a seção transversal.

Nestas situações, a adição de barras de reforço só é necessária quando, equação (1):

$$\Sigma A_{s,corr} < 0,85 \Sigma A_s \quad (1)$$

Esta tese costuma ser adotada, principalmente, para casos de avaliação das armaduras de flexão em vigas. Porém, quando a avaliação é realizada em faixas de um metro de largura, no caso de estribos e armaduras de lajes e paredes, deve-se atentar aos limites de espaçamento, pois ao atender a equação (1) poderá implicar na perda integral de uma barra, o que causará risco a integridade deste elemento estrutural. Depois de avaliada a seção transversal, deve-se examinar longitudinalmente, para determinar-se como será realizada a emenda. Portanto, é necessário considerar-se duas hipóteses, conforme a Figura 4:

- admitir que a emenda se promova já a partir do trecho que, ainda com redução de seção, admite $A_{s,corr} \geq 0,85 \cdot A_s$, ou seja, $\phi_{eq} \geq \phi_s$;
- admitir que a emenda se promova somente no trecho são.

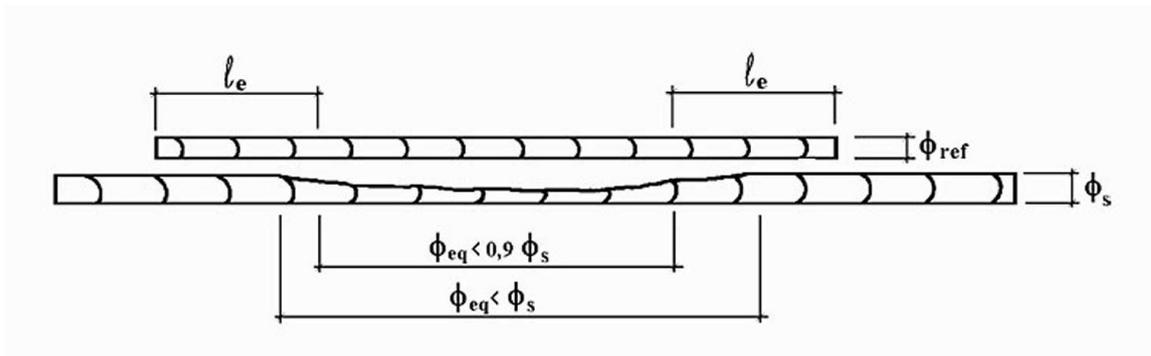


Figura 4 - Emenda entre barras de armadura corroída e de complementação [2]

Independentemente da situação, o importante é que o comprimento de emenda seja capaz de garantir à transferência dos esforços solicitantes da barra corroída à barra de complementação, de maneira que o serviço solidário das duas efetivamente possa se consolidar.

Numa emenda entre uma barra de reforço ou de recuperação e a existente é importante que a mesma ocupe o menor comprimento longitudinal (para que não haja necessidade de remoção adicional de concreto) e o mínimo de espaço transversal (mínima obstrução para o material cimentício de complementação).

Para realizar o aumento das armaduras positivas, a face inferior da viga deve ser cortada, de modo que as barras da armadura existente fiquem expostas. Logo após, devem ser feitos sulcos nas faces laterais da viga, de forma que os novos estribos sejam perfeitamente

encaixados. Para que, então, as novas armaduras sejam colocadas na posição prevista em projeto.

Quando for necessário aumentar a seção de concreto existente a concretagem deve ser executada através de interferências nas lajes [8].

2.3.2 Adição de Chapas Metálicas

O reforço exterior por colagem ou chumbamento de chapas metálicas é o tipo de intervenção técnica recomendada, principalmente, para situações que demandam urgência ou não permitem grandes mudanças na geometria dos elementos. Bem como, é uma opção muito eficiente e de rápida execução para quando se necessita ampliar a capacidade resistente da estrutura.

As chapas metálicas são coladas na face inferior para vigas sujeitas a momento positivo e na face superior para seções sujeitas a momentos negativos. Alguns casos ainda exigem formas especiais de ancoragem, como chumbadores, colagem de cantoneiras nas extremidades da chapa de reforço ou colagem de chapas nas faces laterais da viga.

A espessura máxima permitida para chapas de reforço é de até 10 mm, sendo que a partir do 3 mm deve-se fazer uso dos recursos de ancoragens, pois começa a haver influência nas tensões na extremidade da chapa. A partir dos 3 mm a viga pode romper brusca e prematuramente por descolamento ou por arrancamento do cobrimento fazendo com que a carga última da peça caia sensivelmente. Outro fator que influencia nas tensões na extremidade da chapa é a distância entre o apoio e o início da chapa, sendo recomendado que esta distância seja mínima.

Durante o processo de colagem de chapas metálicas ao concreto, é necessário a utilização de resinas com capacidades de aderência e resistência mecânica elevadas. A resina epoxídica é escolhida por sua grande resistência tanto à compressão quanto à tração, pelo curto espaço de tempo em que ela atinge o nível de resistência esperado e por sua capacidade aderente tanto ao aço como ao concreto. A mesma não sofre retração e tem coeficiente de dilatação térmico próximo ao do concreto e do aço. Ao efetuar-se a colagem do reforço, deve-se garantir que todas as duas superfícies, tanto a do concreto, como a do aço, tenham pleno contato com a cola.

É necessário, também, que o aço seja submetido à decapagem a jato abrasivo. As superfícies metálicas que não ficarem em contato com a resina devem receber tratamento de pintura anticorrosiva. Posteriormente, as chapas devem ser submetidas a uma pequena pressão, uniforme, para expulsar o excesso de resina. As possíveis juntas das componentes das chapas

metálicas devem ser soldadas.

Quanto à preparação do concreto, o mais apropriado é a obtenção de uma superfície uniformemente rugosa, com a aspereza resultante de sua submissão a jatos de areia, ou pela contínua e cuidadosa percussão provocada por martelo de agulhas. Para garantia de melhor aderência, a superfície de concreto, deve ser limpa a jatos d'água sob pressão e seca pela aplicação de jatos de ar comprimido [2].

Na literatura, podem-se encontrar vários métodos de dimensionamento do reforço à flexão com chapa de aço colada. A seguir, os modelos de Cálculo para Reforço à Flexão com Chapas Coladas.

2.3.2.1 O método de J. Bresson

O estudo do francês J. Bresson analisa o comportamento de uma viga reforçada à flexão com chapas coladas com resina epóxi, para tanto, considera que o concreto não resiste à tração, os materiais são linearmente elásticos, as seções se mantêm planas após a deformação e não há escorregamento entre o concreto e a chapa.

Neste método, o dimensionamento da viga à flexão deve ser feito no Estádio II. A viga em questão deverá ser reforçada tendo seus esforços solicitantes separados em dois segmentos: M_p , referentes às cargas permanentes e ao peso próprio, e M_s , referentes às sobrecargas.

Inicialmente, a viga não reforçada está sujeita somente às cargas permanentes, sendo, portanto, solicitada apenas por M_p . Desta maneira, o concreto encontra-se sob uma tensão no valor σ_{c1} e o aço interno sob uma tensão σ_{s1} . Nesta circunstância é efetuada a colagem da chapa. Após o reforço, a viga é sujeita às sobrecargas, havendo um acréscimo de tensão no concreto de valor σ_{c2} e no aço de σ_{s2} . Assim, surge na armadura de reforço (chapa metálica) uma tensão de valor σ_{aR} . Na Figura 5 é demonstrado o estado de tensão e de deformação em uma seção transversal.

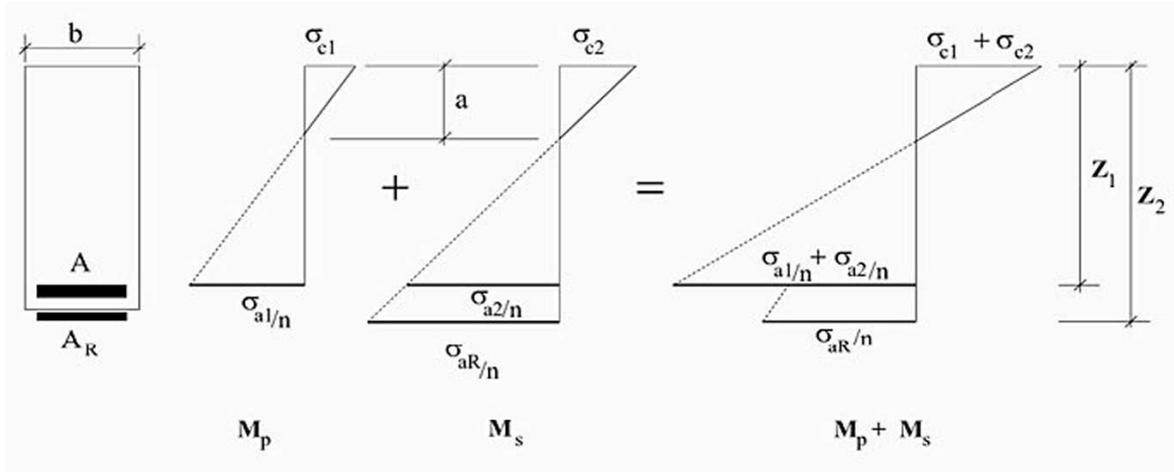


Figura 5 - Diagramas de tensão de uma viga reforçada [9]

Onde:

A, A_R – seções das armaduras interna e de reforço, respectivamente;

n – relação entre os módulos de elasticidade do concreto e do aço;

Z_1 – braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida;

Z_2 – braço de alavanca da armadura externa em relação à fibra mais comprimida;

Bresson indica ainda que as tensões finais devem ser comparadas com as tensões admissíveis dos materiais, de acordo com as equações (2), (3) e (4).

$$\sigma_{c1} + \sigma_{c2} \leq \sigma_{cR} \quad (2)$$

$$\sigma_{s1} + \sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s \quad (3)$$

$$\sigma_{aR} \leq \bar{\sigma}_{aR} \quad (4)$$

A espessura da chapa, equação (7), é encontrada através da equação (5).

$$A_R = b_R \times e_R \quad (5)$$

Acrescentando-se as devidas fórmulas a equação (5), obtém-se a equação (6).

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

Logo:

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

Sendo:

e_R – a espessura da chapa de reforço;

b_R – a largura da chapa de reforço;

Z_1 – o braço de alavanca da armadura interna;

Z_2 – o braço de alavanca da armadura externa;

a – a distância da fibra mais comprimida à linha neutra;

As tensões nas armaduras, σ_{s1} , σ_{s2} e σ_{aR} , podem ser obtidas em função das tensões no concreto, σ_{c1} e σ_{c2} , e da posição da linha neutra, α , que, por sua vez, podem ser obtidas da teoria clássica do concreto armado no Estádio II.

2.3.2.2 O método de Cánovas

Assim como J. Bresson, o método de cálculo de Cánovas também considera dois momentos atuantes M_p e M_s . O dimensionamento da viga à flexão deve ser realizado no Estádio III, ou seja, em seu estado-limite último, após a atuação do momento M_s [10]. Neste método a sobreposição é do diagrama de deformação (Figura 6).

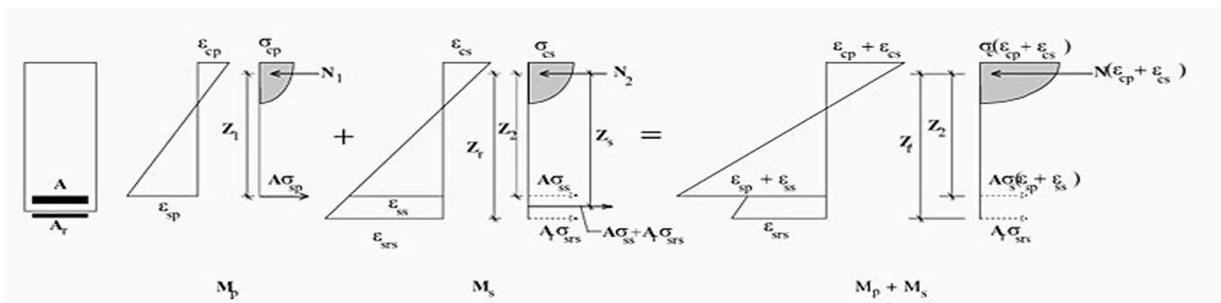


Figura 6 - Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada [10]

Neste caso, as verificações são feitas pelas equações (8), (9) e (10).

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

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

$$\sigma_{srs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_{sp} \leq \frac{f_{yrk}}{\gamma_s} \quad (10)$$

Após o reforço, a tensão na armadura é calculada por meio da equação (11).

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

Como o momento total $M_p + M_s$ leva a um estado limite último e assumindo que a viga continuará subarmada após o reforço, a tensão na armadura não pode ultrapassar a condição estipulada na equação (10).

Para o diagrama devido ao momento M_s tem-se como equação (12) de equilíbrio de momentos:

$$M_s = (A \times \sigma_{ss} + A_R \times \sigma_{srs}) \times Z_s \cong (A + A_R) \times \sigma_{srs} \times Z_s \quad (12)$$

A área da armadura de reforço é dada, então, pela equação 13.

$$A_R = \frac{M_s}{Z_s \times \sigma_{srs}} - A \quad (13)$$

Sendo, Z_s o braço de alavanca da resultante das forças atuantes nas armaduras interna e externa quando da aplicação do momento fletor devido às sobrecargas M_s .

Os braços de alavanca das armaduras podem ser calculados a partir da teoria clássica do concreto armado para o Estádio III.

2.3.2.3 O método de Ziraba e Hussein

O estudo de Ziraba e Hussein apresenta um modelo baseado no estado limite último. Estes estados-limite são: ruptura por flexão, por cisalhamento, por deslocamento da chapa e por arrancamento do concreto de cobrimento.

Hussein realizou vários ensaios e a partir dos resultados propôs um procedimento de dimensionamento que é feito através da equação (14) de equilíbrio de momentos em relação ao

ponto de aplicação da resultante do bloco de tensões no concreto no estado-limite último de ruptura.

$$T_s \times \left[h_s - \frac{a}{2} \right] + T_p \times \left[h/p - \frac{a}{2} \right] = \frac{M_u}{\phi} \quad (14)$$

Em que:

$T_s = A_s f_{ys}$, força na armadura interna;

$T_p = b_p d_p f_{yp}$, força na armadura de reforço;

M_u - momento atuante último de cálculo;

h_s - distância da borda mais comprimida ao centróide da armadura interna;

$h_p = h_c + d_c + \frac{d_p}{2}$, distância da borda mais comprimida ao centróide da armadura de reforço;

$\phi=0,9$, fator de resistência à flexão;

b_p, d_p - largura e espessura da chapa de reforço;

d_c - espessura da camada de cola.

A altura do bloco de tensões no concreto comprimido no estado limite último é dada pela equação (15).

$$\bar{a} = \frac{A_s f_{ys} + b_p d_p f_{yp}}{0,85 f'_c b_c} \quad (15)$$

Substituindo a equação (15) em (14), tem-se a equação 16.

$$A_1 d_p^2 + A_2 d_p + A_3 = 0 \quad (16)$$

Onde, as equações (17), (18) e (19) representam:

$$A_1 = \frac{b_p f_{yp}}{2} \left(1 - \frac{b_p f_{yp}}{0,85 f'_c b_c} \right) \quad (17)$$

$$A_2 = b_p f_{yp} \left(h_c + d_c - \frac{A_s f_{ys}}{0,85 f'_c b_c} \right) \quad (18)$$

$$A_3 = A_s f_{ys} \left(h_s - \frac{A_s f_{ys}}{1,70 f'_c b_c} \right) - \frac{M_u}{\phi} \quad (19)$$

Resolvendo a equação (15), encontra-se a espessura da chapa de reforço através da equação (20).

$$d_p = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1 A_3}}{2A_1} \leq t_{pb} \quad (20)$$

A espessura da chapa de reforço da seção balanceada, t_{pb} , é a espessura máxima para uma ruptura da viga de forma dúctil (acima deste valor o concreto sofre esmagamento antes que as armaduras tenham escoado).

2.3.2.4 O método de Campagnolo

Campagnolo propôs equações para o cálculo do comprimento de ancoragem de chapas de reforço, e de suas espessuras. Para isto, ele considera uma seção de uma viga reforçada a uma distância da extremidade da chapa tal que o esforço por ela resistido já tenha sido completamente transferido ao concreto. O concreto encontra-se no Estádio II.

A tensão de tração atuante pode ser calculada conforme a equação (21).

$$\sigma_{ch} = \frac{E_{sch}}{E_c} \frac{M}{I_x} (d_{ch} - x) \quad (21)$$

Considerando-se que a chapa está trabalhando no limite de sua capacidade resistente, e, portanto, sua tensão é igual à tensão de escoamento do aço de reforço f_{ych} . Obtém-se pela equação (22) o momento fletor.

$$M = \frac{E_c}{E_{sch}} \frac{f_{ych} I_x}{(d_{ch} - x)} \quad (22)$$

Onde:

M = é o momento fletor;

b_{ch} = é a largura da chapa;

E_{sch} = é o módulo de elasticidade do aço de reforço;

E_c = é o módulo de elasticidade do concreto;

I_x = é a inércia da seção equivalente (homogeneizada);

d_{ch} = é a altura útil da seção reforçada em relação à armadura de reforço;

x = é a distância da linha neutra à fibra mais comprimida.

Através da equação (23) encontra-se a inércia homogeneizada da seção transversal.

$$I_x = \frac{b_w x^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - x)^2 + \frac{E_s}{E_c} A'_s (x - d')^2 + \frac{E_{sch}}{E_c} A_{sch} (d_{ch} - x)^2 \quad (23)$$

E a posição da linha neutra é dada pela equação (24):

$$x = \frac{-[(A_s + A'_s)E_s + A_{sch}E_{sch}] + \sqrt{[(A_s + A'_s)E_s + A_{sch}E_{sch}]^2 + 2E_c b_w [E_s(A_s d - A'_s) + E_{sch}A_{sch}d_{ch}]}}{E_c b_w} \quad (24)$$

Para o cálculo do comprimento de ancoragem, Campagnolo propõe a fórmula demonstrada na equação (25).

$$l_b = \frac{A_{sch} f_{ych}}{\tau_b b_{ch}} \quad (25)$$

Onde:

A_{sch} = é a área de armadura de reforço;

b_{ch} = é a largura da chapa;

f_{ych} = é a tensão de escoamento do aço de reforço;

τ_b = é a tensão de aderência que Campagnolo propõe que seja igual ao valor proposto na norma brasileira [5], conforme equação (26).

$$\tau_b = 0,28 \sqrt{f_{cj}} \quad (26)$$

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

2.3.3 Adição de Perfis Metálicos

O reforço realizado pela adição de perfis metálicos deve ter sido, em termos históricos, o primogênito dos sistemas de reforço. A técnica é simples no que diz respeito à concepção, cuidadoso procedimento de cálculo.

Para o reforço à flexão, considera-se a adição de perfis metálicos à viga de concreto. Fixados exclusivamente por buchas (chumbadores) ou com alguma participação da resina, normalmente admitida como contribuindo com 50% de sua capacidade aderente.

A preparação da superfície de concreto, deverá ser a mesma de chapas coladas. Tais perfis contam com a presença de chumbadores (buchas expansivas) e, somente após o aperto destes, deve ser feita a injeção de resina para enchimento do vazio existente entre as superfícies de concreto e de aço. A resina a ser utilizada, neste caso, deve ter viscosidade bem inferior à utilizada na colagem de chapas, pois trata-se de um processo de injeção. Após o posicionamento e o aperto das buchas fixando o perfil, deve-se vedar ao redor da peça, com exceção dos pontos onde serão dispostos os tubos de plástico, cerca de 20 cm, por onde será feita a injeção. A vedação deve ser feita também ao redor dos chumbadores, de modo que fique tapado, por completo, o espaço entre o corpo da bucha e o orifício produzido para a passagem desta pelo perfil. Devem ser utilizadas bombas de injeção apropriadas, normalmente elétricas com dosadores da mistura a dois componentes (a resina e o endurecedor), os quais só deverão ser misturados na cabeça de injeção. A injeção deverá ser contínua, e com pressão rigorosamente controlada.

Os perfis devem ser dimensionados para a diferença entre o momento que solicitará a peça depois do reforço e o resistente para a situação que antecede o reforço. Entretanto, quando não for possível ter certeza do grau de descarregamento que se poderá alcançar, deve-se desprezar a capacidade portante da viga de concreto e considerar os perfis recebendo a carga em sua totalidade.

3 ESTUDO DE CASO

Para exemplificação dos métodos dispostos neste trabalho, propõem-se uma viga bi apoiada com dimensões 20x60, e tensões máximas admissíveis para o aço e o concreto de 435 MPa e 17,8 MPa, respectivamente, e $f_{ck}=25$ MPa. A seção da armadura de tração existente é de 8 cm² e não há armadura de compressão. Devido a uma alteração de seus propósitos funcionais a carga uniformemente distribuída a qual a viga está submetida aumentará, passando de 25 kN/m para 38kN/m, exigindo, portanto, um reforço.

3.1 Reforço à Flexão com Adição de Armaduras

Este método consiste na adição de uma nova camada de concreto armado, a fim de incrementar a seção deficiente sem o comprometimento da laje. No dimensionamento à flexão simples, será considerado somente o momento fletor, ou seja, flexão pura.

Com base no carregamento após o reforço, a viga estará sujeita a um momento de cálculo: $M_{Sd} = 239,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

E admitindo-se uma altura útil para a viga de 65 cm, calcula-se primeiramente o coeficiente k_6 , conforme a equação (27).

$$k_6 = 10^5 \times \frac{b_w \times d^2}{M_{Sd}} = \frac{0,2 \times 0,65^2 \times 10^5}{239,4} = 35,297 \quad (27)$$

Analisando a Tabela 1, com $f_{ck}=25 \text{ MPa}$, CA50 e $k_6 = 35,297$, encontra-se o coeficiente denominado $k_3 = 0,381$.

Tabela 1: Dimensionamento de vigas à flexão [14]

$\xi=x/d$	Valores de k_6 para concreto de f_{ck} (Mpa)			Valores de k_3 para aços			
	20	25	30	CA25	CA50A	CA50B	CA60B
0,34	49,1	39,2	32,7	0,746	0,373	0,373	0,311
0,35	47,9	38,3	31,9	0,749	0,374	0,374	0,312
0,36	46,8	37,4	31,2	0,752	0,376	0,376	0,313
0,37	45,7	36,6	30,5	0,756	0,378	0,378	0,315
0,38	44,7	35,8	29,8	0,760	0,380	0,380	0,316
0,39	43,8	35,0	29,2	0,763	0,382	0,382	0,318
0,40	42,9	34,3	28,6	0,767	0,383	0,383	0,319
0,41	42,0	33,6	28,0	0,770	0,385	0,385	0,321
0,42	41,2	33	27,5	0,774	0,387	0,387	0,323
0,43	40,5	32,4	27,0	0,778	0,389	0,389	0,324
0,44	39,8	31,8	26,5	0,782	0,391	0,391	0,326
0,442	39,6	31,7	26,4	0,782	0,391	0,391	0,327
0,45	39,1	31,2	26,0	0,786	0,393	0,393	
0,46	38,4	30,7	25,6	0,789	0,395	0,395	
0,469	37,8	30,3	25,2	0,793	0,396		
0,47	37,8	30,2	25,2	0,793	0,397		
0,48	37,2	29,7	24,8	0,797	0,399		
0,49	36,6	20,3	24,4	0,801	0,401		
0,50	36,6	28,8	24,0	0,805	0,403		

Unidades:
 $M_k = \text{kNm}$
 $b_w = \text{m}$
 $d = \text{m}$

A área do aço é calculada diretamente através da equação (28).

$$A_s = \frac{k_3}{10} \cdot \frac{M}{d} = \frac{0,381}{10} \cdot \frac{239,4}{0,65} = 14,00 \text{ cm}^2 \quad (28)$$

Partindo do preceito de que não há ocorrência de corrosão, as armaduras serão dimensionadas para a diferença da área de aço efetiva após o carregamento pela situação anterior ao reforço.

Tem-se, portanto, 6 cm^2 , ou seja, $3 \text{ } \varnothing 16,0 \text{ mm}$, dispostos em uma camada, conforme Figura 7.

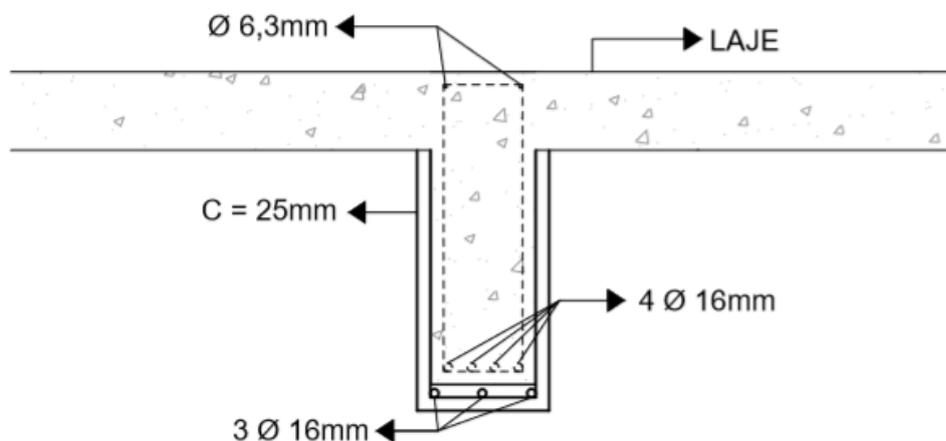


Figura 7 - Viga reforçada pelo método de complementação de armaduras [Próprio autor]

3.2 Reforço à Flexão com Chapas de Aço Coladas

Será tratado aqui, com o auxílio de metodologias anteriormente apresentadas, o dimensionamento de chapas de aço que funcionarão como armaduras externas da viga de concreto armado.

Inicialmente foram considerados os seguintes parâmetros.

$$\sigma_{s,ref} = 250 \text{ MPa}$$

Modulo de Elasticidade do concreto e do aço:

$$E_c = 23.800 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

Pelo método de Bresson, considera-se: $Z_1 = d = 55 \text{ cm}$

A linha neutra no Estádio II é obtida a partir da equação (29).

$$\alpha = -\rho'(n-1) - \rho n + \sqrt{(\rho'(n-1) + \rho n)^2 + 2 \frac{d'}{d} (n-1)\rho' + 2n\rho} \quad (29)$$

Sendo ρ e ρ' as taxas de armadura de tração e compressão, respectivamente, e n a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Como não há armadura de compressão, $\rho'=0$ e $\rho=0,67\%$.

Conforme previsto em norma [5], $0,15\% < \rho < 4\%$. Logo, por meio da resolução da equação (29) encontra-se o valor da linha neutra na equação (30).

$$\begin{aligned} \alpha &= -0,0067 \times 8,8235 + \sqrt{(0,0067 \times 8,8235)^2 + 2 \times 8,8235 \times 0,0067} \\ &= 0,2899 \end{aligned} \quad (30)$$

Ao dimensionar vigas reforçadas é necessário saber qual material atingirá a tensão admissível primeiro, podendo-se considerar duas hipóteses:

1. O concreto atinge a tensão admissível;
2. A armadura de tração atinge a tensão admissível.

Para a primeira hipótese a equação (31) deve ser satisfeita.

$$\frac{\sigma_{cR}}{\sigma_{aR}} n < \frac{a}{1-a} \quad (31)$$

E, para a segunda hipótese a equação (32) deve ser satisfeita.

$$\frac{\sigma_{cR}}{\sigma_{aR}} n > \frac{a}{1-a} \quad (32)$$

Onde σ_{cR} é a tensão admissível do concreto e σ_{sR} a tensão admissível do aço da armadura de tração. Neste caso, equação (33), serão considerados $\sigma_{cR} = 17,8$ MPa e $\sigma_{sR} = 435$ MPa para a resolução da equação (31).

$$\frac{\sigma_{cR}}{\sigma_{aR}} n = 0,3611 < \frac{a}{1-a} = 0,4083 \quad (33)$$

Logo, o concreto atinge sua tensão admissível primeiro. Portanto calcula-se M_R de acordo com a equação (35), por meio da fórmula dada na equação (34).

$$M_R = \sigma_{cR} b d^2 \left(\frac{\alpha^2}{3} + \frac{(\alpha - d'/d)^2 \rho'(n-1)}{\alpha} + \frac{n(1-\alpha)^2 \rho}{\alpha} \right) \quad (34)$$

$$M_R = 17,8 \times 10^6 \times 0,2 \times 0,55^2 \left(\frac{0,2899^2}{3} + \frac{8,8235 \times (1 - 0,2899)^2 \times 0,0067}{0,2899} \right) \quad (35)$$

$$M_R = 141 \text{ kNm}$$

Em uma situação típica de reforço a seção está sujeita a um momento M_R antes do reforço que leva um dos materiais, ou os dois, a sua tensão admissível. Necessita-se então elevar o valor do momento admissível a um valor M_{REF} , conforme demonstrado na equação (36).

$$M_{REF} = k2 \times M_R \quad (36)$$

Para isto, descarrega-se a viga até uma determinada fração da carga atuante (às vezes seu peso próprio) escorando as lajes. O esforço na seção a ser dimensionada passa então para um valor M_0 , como demonstrado na equação (37).

$$M_0 = k1 \times M_R \quad (37)$$

Substituindo-se na equação (37) o peso próprio da viga que representa 35% do total de carga atuante, adotaremos $k1 = 0,35$. Logo, o valor do momento calculado é obtido na equação (38).

$$M_0 = 0,35 \times 141 \text{ kNm} \times 1,4 = 69,1 \text{ kNm} \quad (38)$$

A este estado tensional correspondente ao momento M_0 denomina-se descarregamento. Neste estado tensional a tensão no concreto é σ_{c1} , equação (39), e nas armaduras σ_{s1} .

$$\sigma_{c1} = \frac{M_0}{bd^2 \left(\frac{\alpha^2}{3} + \frac{(\alpha - d'/d)^2 \rho'(n-1)}{\alpha} + \frac{n(1-\alpha)^2 \rho}{\alpha} \right)} \quad (39)$$

Resolvendo a equação (39), obtém-se o valor de $\sigma_{c1} = 8,7$ MPa, conforme demonstrado na equação (40).

$$\sigma_{c1} = \frac{69,1 \times 10^3}{0,2 \times 0,55^2 \left(\frac{0,2899^2}{3} + \frac{8,8235 \times (1-0,2899)^2 \times 0,0067}{0,2899} \right)} = 8,7 \text{ MPa} \quad (40)$$

Substituindo-se na equação (2), o valor de σ_{c2} é encontrado na equação (41).

$$\sigma_{c2} = \sigma_{cR} - \sigma_{c1} = 17,8 - 8,7 = 9,1 \text{ MPa} \quad (41)$$

Observando a Figura 5, por semelhança de triângulos, tem-se as tensões nas equações (42), (43) e (44). E, o resultado do momento referente as sobrecargas na equação (45).

$$\sigma_{a1} = \frac{\sigma_{c1}}{\alpha} n(1 - \alpha) = \frac{8,7 \times 10^6}{0,2899} \times 8,8235 \times (1 - 0,2899) = 188 \text{ MPa} \quad (42)$$

$$\sigma_{aR} = \frac{\sigma_{c2}}{\alpha} n(1 + 0,1 - \alpha) = \frac{9,1 \times 10^6}{0,2899} \times 8,8235 \times (1 + 0,1 - 0,2899) = 224,4 < 250 \text{ MPa} \quad (43)$$

$$\sigma_{a2} = \frac{\sigma_{c2}}{\alpha} n(1 - \alpha) = \frac{9,1 \times 10^6}{0,2899} \times 8,8235 \times (1 - 0,2899) = 197 \text{ MPa} \quad (44)$$

$$M_s = (1,50 - 0,35) \times 141 \times 1,4 = 227 \text{ kNm} \quad (45)$$

Através da resolução da equação (6) obtém-se o valor da área da chapa de reforço na equação (46).

$$A_R = \frac{1}{224,4 \times 10^6 \times 0,65} \times \left[(69,1 + 227) + (8,7 + 9,1) \times \frac{0,2899^2}{6} \times 0,2 \right] - (188 + 197) \times 8,0 \times 10^{-4} \times 0,55 \quad (46)$$

$$A_R = 12,11 \text{ cm}^2$$

Pelo método proposto por Cánovas, tem-se o braço de alavanca da armadura interna através da equação (47).

$$Z_1 = 0,9d = 0,9 \times 0,55 = 0,495 \text{ m} \quad (47)$$

Substituindo-se na equação (11) tem-se o valor da tensão na armadura após o reforço na equação (48).

$$\sigma_{sp} = \frac{0,35 \times 112,5 \times 1,4}{0,495 \times 8,0 \times 10^{-4}} = 139,2 \text{ MPa} \quad (48)$$

Substituindo-se e resolvendo a equação (10). A condição solicitada é atendida na equação (49).

$$\sigma_{srs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_{sp} = \frac{500}{1,15} - 139,2 = 296 \text{ MPa} > \frac{\sigma_{s,ref}}{1,15} = 217,4 \text{ MPa} \quad (49)$$

O braço de alavanca resultante das forças atuantes nas armaduras quando da aplicação do momento fletor devido as sobrecargas é obtido através da equação (50).

$$Z_s = 1,1d = 1,1 \times 0,55 = 0,605 \text{ m} \quad (50)$$

Substituindo os valores calculados acima na equação (12), encontra-se o momento fletor devido à sobrecarga na equação (51).

$$M_s = (1,50 - 0,35) \times 112,5 \times 1,4 = 181 \text{ kNm} \quad (51)$$

Por fim, a área do reforço é encontrada na equação (52), por meio do cálculo da equação (13).

$$A_R = \frac{181 \times 10^3}{0,605 \times 217,4 \times 10^6} - 8,0 \times 10^{-4} = 5,8 \text{ cm}^2 \quad (52)$$

Na extremidade das barras pode ocorrer uma concentração de tensões que aumentam a fissuração na camada de concreto que existe entre as armaduras interna e externa. Para evitar isto, podem ser colocados pinos para ancorar o bordo livre da chapa no interior do concreto. É pertinente observar que a resina a ser utilizada na colagem deve ter capacidade de resistir à tensão de cisalhamento que cabe a ela transmitir ao concreto, sem se deformar.

3.3 Reforço à Flexão com Perfis Metálicos

Para o caso de reforço de vigas de concreto armado é necessário saber o fator que ocasionou a necessidade da intervenção, podendo-se considerar duas hipóteses:

- a. O elemento está danificado e já não cumpre mais a finalidade para o qual foi dimensionado.
- b. Haverá uma mudança de utilização da estrutura, tornando necessário um reforço para aumentar sua capacidade portante.

Desconsiderando a ocorrência de deterioração e admitindo-se inicialmente que a viga é solicitada apenas por uma carga P . Após a execução do reforço, esta carga será elevada para $P + \Delta P$. Logo, este incremento se dividirá de tal forma que um percentual atuará na seção de concreto e o restante nos perfis metálicos acrescentados. Se a seção de concreto armado já este trabalhando no limite antes da execução do reforço, será incapaz de suportar este incremento de carga. Com isto, a totalidade da carga deverá então ser suportada pelos perfis metálicos, e cai-sena primeira hipótese.

Para isto, no entanto, subentende-se a existência de total aderência entre os perfis do reforço e o concreto original, o que implica perfeita execução de enchimento, com resina, da interface entre os perfis e o concreto. Considerando que não se pode ter certeza do grau de descarregamento que se poderá alcançar, a seção existente de concreto deve ser desprezada e os perfis devem receber a carga em sua totalidade. Além disso, o reforço precisa ser executado em toda a extensão do elemento para evitar problemas de puncionamento [10].

Nesta demonstração do cálculo de reforço através da introdução de vigas metálicas desprezou-se, portanto, a capacidade portante da viga de concreto armado, ou seja, as vigas metálicas dimensionadas serão capazes de suportar a carga em sua totalidade, carga existente mais a sobrecarga devido a mudança de ocupação.

O dimensionamento realizado atende aos requisitos previstos em norma, [11] e [12].

Para fins de cálculo, considerou-se inicialmente, uma carga de $38,0 \text{ kN/m}$, sendo $15,6 \text{ kN/m}$ e $22,4 \text{ kN/m}$, as cargas acidentais e permanentes, respectivamente.

E peso estimado do perfil metálico de $0,3 \text{ kN/m}^2$.

Logo, obtém-se na equação (53) a carga solicitante de cálculo no decorrer do vão de 6m.

$$Q_{sd} = 0,16 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} + 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} + (2 \times 3 \times 10^{-5} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 600 \text{ cm}) = 0,42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \quad (53)$$

Considerando que serão utilizados dois perfis U, um em cada interface da viga. A carga solicitante de cálculo se dividirá em dois perfis com carga atuante de $Q'_{sd} = 0,21 \text{ kN/cm}$. Sendo, $Q_{sd\ CA} = 0,08 \text{ kN/m}$ a carga de cálculo variável, e $Q_{sd\ CP} = 0,13 \text{ kN/m}$ a carga de cálculo permanente, já com a consideração dos coeficientes de ponderação $\gamma_g = 1,4$ e $\gamma_q = 1,4$.

Logo, esta viga sujeita-se a um momento $M_{sd} = 9.450 \text{ kN} \cdot \text{cm}$.

Para dimensionamento das vigas utilizou-se o aço AR-350, também conhecido como ASTM A572, Grau 50 devido a sua alta resistência mecânica. Suas principais propriedades são:

$$f_y = 35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_u = 45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s = 210.000 \text{ MPa}$$

Para a determinação do momento de inércia, o deslocamento máximo vertical de uma viga de piso com combinação frequente de serviço $CP + 0,6 \times CA$ e sem contra-flecha, é encontrado a partir da equação (54).

$$\delta_{lim} = \frac{L}{350} = \frac{600}{350} = 1,71 \text{ cm} \quad (54)$$

Logo, obtém-se na equação (55) a inércia mínima no eixo x-x.

$$I_{x \text{ mín}} = \frac{5 \times (Q_{CP} + 0,6 \times Q_{CA}) \times L^4}{384 \times E \times \delta_{lim}} = \frac{5 \times (0,13 + 0,6 \times 0,08) \times 600^4}{384 \times 21.000 \times 1,71} \quad (55)$$

$$I_{x \text{ mín}} = 8.365 \text{ cm}^4$$

E, o deslocamento de serviço dado na equação (57) através da resolução da equação 56.

$$\delta_{ser} = \frac{5 \times (Q_{CP} + 0,6Q_{CA} \times L^4)}{384 \times E \times I_x} \quad (56)$$

$$\delta_{ser} = \frac{5 \times (0,13 + 0,6 \times 0,08) \times 600^4}{384 \times 21.000 \times 8.365} = 1,71 \text{ cm} \quad (57)$$

Como a condição da equação (58) foi atendida, admitiu-se seção compacta.

$$\delta_{serv} \leq \delta_{lim} \quad (58)$$

Durante a escolha da designação do perfil U, percebeu-se que a condição do valor mínimo de inércia da equação (55) não poderia ser atendida, pois a maior inércia para este tipo de perfil é de 3.290 cm^4 .

Isto posto, utilizando-se dos cálculos obtidos anteriormente, o perfil U será substituído pelo perfil I.

A partir da fórmula da equação (59), do momento resistente de cálculo de uma seção compacta, obtém-se o valor mínimo do módulo de seção plástico na equação (60).

$$M_{Rd} = \frac{Z_x \times f_y}{1,10} \quad (59)$$

$$Z_{x \text{ min}} = \frac{9.450 \times 1,10}{34,5} = 301,3 \text{ cm}^3 \quad (60)$$

Com base nos resultados do módulo de seção plástico mínimo e da inércia mínima optou-se pelo perfil W 410x38,8, que possui as seguintes propriedades geométricas:

$$\begin{aligned}h' &= 38,1 \text{ cm} \\bf &= 14 \text{ cm} \\tf &= 0,88 \text{ cm} \\t_w &= 0,64 \text{ cm} \\I_x &= 12.777 \text{ cm}^4 \\Z_x &= 736,8 \text{ cm}^3 \\r_y &= 2,83 \text{ cm}\end{aligned}$$

Para viga contida lateralmente tem-se a condição dada na equação (61).

$$L_b \leq L_p = 1,76 \times 2,83 \times \sqrt{\frac{21000}{34,5}} = 123 \text{ cm} \quad (61)$$

Onde a distância de dispositivos de contenção na laje é demonstrada na equação (62).

$$L_b = \frac{600}{5} = 120 \text{ cm} \quad (62)$$

As verificações de flambagem local da alma (FLA) e flambagem local das mesas (FLM) serão obtidas nas equações (63) e (64), respectivamente.

FLA:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{38,1}{0,64} = 59,53 < \lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{21.000}{34,5}} = 92,77 \quad (63)$$

FLM:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{14}{2 \times 0,88} = 7,95 < \lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{21.000}{34,5}} = 9,38 \quad (64)$$

Como $\lambda < \lambda_p$ verifica-se que não há flambagem local, e confirma a determinação de viga compacta. Logo, através da substituição de valores e resolução da equação (59) obtém-se o momento fletor resistente de cálculo na equação (65).

$$M_{Rd} = \frac{736,8 \times 34,5}{1,10} = 23.109 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (65)$$

A partir da substituição dos valores das propriedades do perfil escolhido na equação (56), encontra-se seu deslocamento máximo de serviço na equação (66).

$$\delta_{ser} = \frac{5 \times (0,13 + 0,6 \times 0,08) \times 600^4}{384 \times 21.000 \times 12.777} = 1,20 \text{ cm} \quad (66)$$

E, por meio das equações (67) e (68), comprova-se que as condições de deformação e estabilidade das vigas foram atendidas.

$$\delta_{ser} = 1,20 \text{ cm} < \delta_{lim} = 1,71 \text{ cm} \quad (67)$$

$$M_{Sd} = 9.450 \text{ kN} \cdot \text{cm} < M_{Rd} = 23.109 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad (68)$$

Portanto, utilizou-se duas vigas de aço A-350, perfil I designação W 410 x 38,8 e comprimento de 6 m para reforçar a viga de concreto armado, conforme a Figura 8.

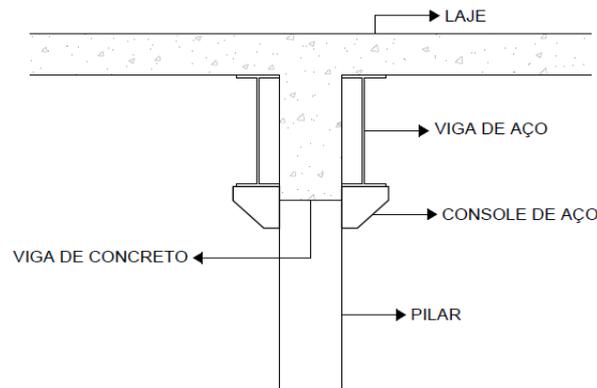


Figura 8 - Viga reforçada pelo método de adição de perfis metálicos [Próprio autor]

4 CONCLUSÃO

Visando reduzir o impacto do setor das construções sobre o ambiente e sobre a vida do ser humano, tornou-se indispensável promover o desenvolvimento dos materiais com menor consumo energético e de matérias-primas naturais. Ao mesmo tempo privilegiar os materiais e tecnologias de construção que permitam estender a vida útil das estruturas reduzindo, portanto, a frequência com que obras são reconstruídas e, conseqüentemente, rejeitos são lançados ao meio.

Partindo destas premissas este trabalho contribui com técnicas corretivas em vigas de concreto armado, seus respectivos critérios de dimensionamento e formas de execução. Com base nos resultados obtidos, notou-se que, embora, o aumento da seção transversal pela adição de armaduras seja economicamente mais viável e apresenta boa compatibilidade de materiais e bom comportamento ao fogo, tem como inconveniente maior seu elevado tempo de execução, a produção de ruídos e poeira e pode representar alguma alteração arquitetônica.

Em alternativa, a colagem de chapas na face inferior de vigas representa insignificante alteração arquitetônica, visto que, a máxima espessura das chapas recomendada pelo Comitê Europeu de Concreto é de apenas 10 mm. Possui um curto tempo de execução, além de ausência de ruídos e poeira. Contudo é um método oneroso e desperta considerações por não permitir a visualização de fissuras sob a área do reforço caso estas sejam continuas, além de apresentar uma tendência ao descolamento devido a concentração de tensões nas extremidades da chapa.

O reforço pela adição de perfis metálicos configura-se uma boa opção, isto se deve muitas vezes ao custo mais barato dos perfis em relação ao das chapas, em termos de reforço a flexão, além disto apresenta um tempo de execução razoável, é resistente e leve. Contudo requer uma mão de obra mais capacitada e pode representar grande alteração arquitetônica conforme a escolha dos perfis.

Isto posto, para o caso de estruturas existentes a serem agentes de intervenções de reforço, é natural admitir-se uma parcela de incerteza relativa a redistribuição das solicitações na estrutura reforçada. Portanto, é de boa prática a consideração de ações majoradas dos mesmos valores que se costuma adotar para novas construções.

As considerações a serem feitas quanto aos coeficientes de minoração das resistências características dos materiais, o Comitê Europeu de concreto sugere que devam ser feitas certas modificações nas funções de resistência através da introdução de coeficientes empíricos de correção.

Este estudo encontrou limitações devido a ausência de regulamentação brasileira sobre o assunto e a comprovação insuficiente dos modelos teóricos para o dimensionamento do reforço por chapas coladas e resistência residual em elementos danificados.

5 REFERÊNCIAS

- [1] BERTOLINI, Luca. **Materiais de construção: patologia, reabilitação, prevenção**. 1.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 414 p.
- [2] SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1. Ed. São Paulo: Pini, 1998.
- [3] ABNT NBR 6120 – **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Brasil, 1980.
- [4] ABNT NBR 6123 –**Forças devidas ao vento em edificações**. Brasil, 1988.
- [5] NBR 6118 – **Projetos de estruturas de concreto – Procedimento**. Brasil, 2014.
- [6] EYRE, J.R. **The slantshear testing of bond and repair materials for concrete structures**, Piv c. 2nd. Intl. Conference on Structural Faults and Repairs, p. 141- 148, England, 1988.
- [7] CAIRN S, J.; ZHAO , Z. **Behaviour of concrete beams with exposed reinforcement**, Proc. Inst. of Civil Engineers, Structures & Buildings , n. 99, p. 141- 154, London . 1993.
- [8] MARCELLI, Maurício. **Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras**. 1.ed. São Paulo: PINI, 2007
- [9] 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.
- [10] CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988. 522p.

[11] ABNT NBR 15980 – **Perfis laminados de aço para uso estrutural** – Dimensões e tolerâncias. Brasil, 2011.

[12] NBR 8880 –**Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Brasil, 2008.

[13] BELLEI, Ildony H.*et al.* **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2.ed. São Paulo: PINI, 2008. 556 p.

[14] BOTELHO, Manoel Henrique Campos *et al.***Concreto armado, eu te amo**, vol. 1. 7.ed. São Paulo: Blucher,2013. 525 p.

[15] CAMPAGNOLO, J.L.; CAMPOS Fo, A.; SILVA Fo. L.C.P **Técnicas de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas**, Anais. 34" REIBRAC, São Paulo, 1995.