ANÁLISE DO REFORÇO ESTRUTURAL EXECUTADO EM UMA EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL

J. GUIMARÃES
Aluna de Graduação
Universidade do Estado do Amazonas
Amazonas, Brasil
jrmg.eng@uea.edu.br

F. ROCHA
Professor
Universidade do Estado do Amazonas
Amazonas, Brasil
francsantos@uol.com.br

RESUMO

O presente estudo visa analisar um reforço estrutural com chapas de aço coladas em uma viga de concreto armado quanto à escolha, dimensionamento e aplicação da solução técnica. A metodologia baseia-se na obra de Lichtenstein (1986), explanada por Tinoco (2009), a qual é composta por três etapas: levantamento de subsídios, diagnóstico da situação e definição de conduta. Os projetos da edificação serviram de base para a modelagem computacional da estrutura no software SAP2000, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Em seguida, foram obtidos os esforços internos máximos utilizados em verificações de Estados Limite Últimos (ELU) e Estados Limite de Serviço (ELS), considerando parâmetros da NBR 6118 (ABNT, 2014). Os resultados das verificações indicaram que: a viga original possui deficiência na área de aço longitudinal; os valores calculados da abertura de fissura e deslocamento atendem os limites normativos, ao contrário das medidas *in loco*, consequência de uma falha no projeto estrutural em atender o ELU. A análise do reforço estrutural, realizada a partir de um pré-dimensionamento da chapa, definiu a necessidade de colagem de uma chapa de aço com comprimento total de 3,62 m e seção de 10,54 cm² na base da viga. O reforço estrutural executado possui um total de 104,40 cm² de seção de chapas de aço coladas ao longo da altura da viga deficitária.
Palavras-chave: Patologia. Reforço Estrutural. Concreto Armado.

ABSTRACT

The present study aims at analyzing a structural reinforcement with steel sheets bonded to a reinforced concrete beam in the choice, design and application of the technical solution. The methodology is based on the work of Lichtenstein (1986), explained by Tinoco (2009), which is composed of three stages: survey of subsidies, diagnosis of the situation and definition of conduct. The building projects served as the basis for the computational modeling of the structure in SAP2000 software, based on the Finite Element Method (MEF). Then, the maximum internal efforts were used for State Limit State (ELU) and Service Limit State (ELS) checks, considering parameters of NBR 6118 (ABNT, 2014). The results of the tests indicated that: the original beam has a deficiency in the longitudinal steel area; the calculated values of the crack opening and displacement meet regulatory limits, unlike on-site measurements, as a consequence of a failure in structural design to meet the ELU. The analysis of the structural reinforcement, made from a pre-dimensioning of the sheet, defined the need to bond a steel sheet with a total length of 3.62 m and a section of 10.54 cm² at the base of the beam. The structural reinforcement executed has a total of 104.40 cm² of section of steel sheets bonded along the height of the deficient beam.
Keywords: Pathology. Structural reinforcement. Armed Concrete.

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado apresentam diversas características e vantagens que justificam seu amplo uso e aceitação. Apesar de ser comprovadamente durável, este material possui vida útil e, eventualmente, necessita-se restabelecer as condições originais das estruturas, recuperando-as, ou promovendo adequações da capacidade resistente em função do uso, ou seja, reforçando-as (REIS, 2001; SALIBA JÚNIOR, 2008).

O reforço estrutural caracteriza-se como uma atividade específica destinada a elevar o desempenho de uma estrutura, dotando-a de maior resistência e/ou rigidez através da associação de materiais ou elementos à estrutura original (CAMPOS, 2006; GUERRANTE, 2013). Esta intervenção possui o propósito de sanar problemas patológicos provenientes de vários fatores, como: falhas de projeto, erros de execução, má utilização da estrutura, mudança de uso, além da degradação natural pelo envelhecimento dos materiais (MACHADO, 2002; SALIBA JÚNIOR, 2008).

Com o intuito de avaliar a técnica do reforço com chapas de aço aderidas externamente com resina epoxídica e chumbadores mecânicos em uma viga de concreto armado, este trabalho apresenta uma análise deste procedimento quanto à escolha, dimensionamento e aplicação, conforme a literatura e normas vigentes. Primeiramente, faz-se necessário entender as causas e origens da patologia, estudando o comportamento da estrutura original através de modelagem computacional e posteriormente definindo um diagnóstico claro que indicará a conduta necessária.

A partir da obtenção do diagnóstico, busca-se na literatura a melhor solução técnica aplicável ao problema. Em seguida, a análise incluirá a avaliação da escolha adotada e o atendimento das necessidades da estrutura de forma coerente, sem excessos na implementação e dentro da melhor solução para a situação real.

2 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

A edificação residencial, que contém o objeto de estudo deste trabalho, localiza-se na região Oeste da cidade de Manaus-AM. É composta por dois pavimentos, com pilares, vigas e lajes pré-moldadas de concreto armado e encontra-se na fase de instalações prediais e revestimentos.

No primeiro pavimento, uma viga com 30 cm de base, 60 cm de altura e vão aproximado de 11,63 m, apresentou uma fissura com abertura de 7 mm após a remoção das formas (Figura 1). A fissura contorna a seção do elemento estrutural sendo mais acentuada na base, diminuindo a abertura ao longo da altura da viga (Figura 2).

Figura 1 – Medição da abertura da fissura.



Figura 2 – Fissura na viga de concreto armado.



Após a constatação da patologia, um engenheiro civil realizou uma perícia na edificação. O profissional mediu a flecha da viga deficitária, analisou projetos estruturais da edificação e conversou com responsáveis técnicos que acompanharam a execução da obra. O diagnóstico indicou deficiência na área de aço longitudinal, necessitando de intervenção estrutural.

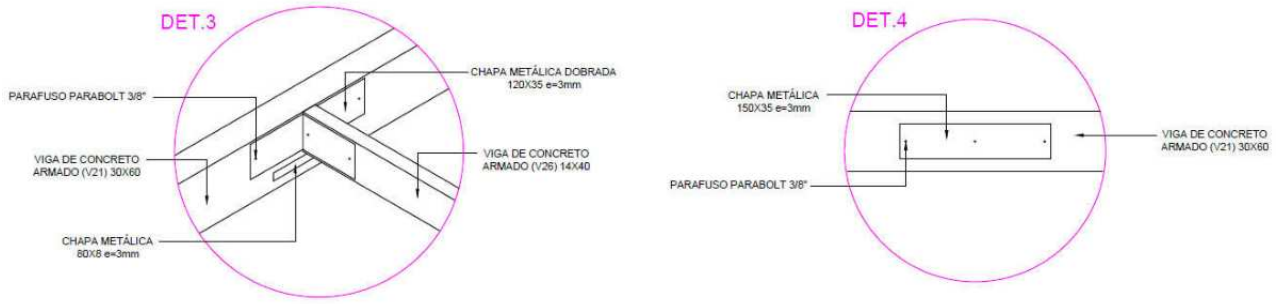
O reforço estrutural realizado é composto por chapas de aço aparafusadas e coladas com resina epóxi na viga que apresentou a patologia e nas vigas adjacentes (Figuras 3a e 3b), conforme projeto de execução (Figura 4).

Figura 3 – Chapas de aço aderidas externamente nas vigas de concreto armado.

(a) (b)



Figura 4 – Detalhamento do projeto executivo.



3 METODOLOGIA

A sequência dos procedimentos metodológicos utilizados no desenvolvimento deste trabalho baseia-se em três etapas consecutivas, propostas por Lichtenstein (1986) e explanadas por Tinoco (2009): levantamento de subsídios, diagnóstico da situação e definição de conduta.

Primeiramente, foram coletados todos os projetos (estrutural e arquitetônico) da edificação original e projetos do reforço estrutural, para obtenção das dimensões dos elementos originais, suas respectivas áreas de aço e demais detalhes que auxiliarão nas investigações na etapa de diagnóstico e posterior análise da solução adotada. O estudo prosseguiu com o exame das informações coletadas, buscando entender o comportamento estrutural da edificação sem reforço estrutural. Os projetos estruturais originais coletados serviram para a modelagem da estrutura por meio do *software* SAP2000.

A modelagem foi efetuada com base em um modelo tridimensional constituído por elementos finitos que simularam as vigas, pilares e lajes da estrutura. Foram obtidos os deslocamentos e os esforços internos (momentos fletores máximos de projeto e esforços cortantes máximos de projeto), utilizados nas verificações dos estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS).

Na verificação do ELU, definiram-se as áreas de aço ideais para o elemento estrutural ser capaz de resistir os esforços máximos obtidos no software. Estas áreas foram estabelecidas a partir das Equações 1, 2 e 3, de acordo com a obra de Carvalho e Filho (2013), baseada nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$KMD = \frac{M_d}{b_w . d^2 . f_{cd}} \quad (1)$$

Onde:
KMD: Valores adimensionais relativos ao domínio que a peça atingirá o estado-limite último;
M_d: Momento fletor máximo de projeto;
b_w: Largura da seção transversal de vigas de seção retangular;
d: Altura útil;
f_{cd}: Resistência a compressão de cálculo do concreto.

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) . d . f_{yd}} \quad (2)$$

Onde:
A_s: Área de aço longitudinal;
M_d: Momento fletor máximo de projeto;
KZ: relação entre o braço de alavanca e a altura útil do elemento estrutural (z/d) expresso em valores admensionais;
d: Altura útil;
f_{yd}: Resistência de projeto do aço.

$$A_{sw} = 100 . b_w . \frac{\tau_d}{f_{yd}} \quad (3)$$

Onde:
A_{sw}: Área de aço transversal;
b_w: Medida da base da viga;
τ_d: Tensão de projeto de cisalhamento;
f_{yd}: Resistência de projeto do aço.

As áreas de aço obtidas, que representam a quantidade necessária para suportar os esforços solicitantes com segurança, foram comparadas com as áreas de aço da seção original. Desta forma, foi possível verificar se há deficiência nas áreas de aço existentes na viga.

Na fase de verificação dos estados limite de serviço (ELS), avaliou-se a viga original quanto ao estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF) e quanto ao estado limite de abertura de fissura (ELS-W), conforme recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014). O objetivo é comparar os valores resultantes com os valores medidos *in loco* e examiná-los quanto à aceitabilidade prescrita pela norma brasileira. Após esta etapa, diagnosticou-se a patologia, identificando a sua causa e origem, permitindo buscar na literatura a solução técnica de reforço estrutural de forma correta e com embasamento.

4 RESULTADOS

4.1 Levantamento de subsídios e modelagem computacional

Inicialmente, reuniram-se os projetos de reforço estrutural, arquitetônico da edificação e estrutural original, nos quais constam os detalhes das seções dos elementos com as áreas de aço transversal e longitudinal, plantas de forma dos dois pavimentos, resistência do concreto e informações complementares.

Ao examinar os dados obtidos, observou-se que estrutura é composta por pilares em forma de tê (T), ele (L), retangular e circular, como demonstrado nas Figuras 5 e 6, destacados na cor vermelho. As lajes são pré-moldadas, com vãos que variam de 1,20m a 7,0m e as vigas, assim como os pilares, são de concreto armado. A viga deficitária, mostrada na Figura 5, destacada em hachura verde, encontra-se vinculada a outras vigas de seções inferiores. A manisfestação patológica ocorreu na região da viga adjacente a Laje 13, aproximadamente 2,02m da borda externa da laje.

Figura 5 – Planta de forma simplificada do primeiro pavimento.

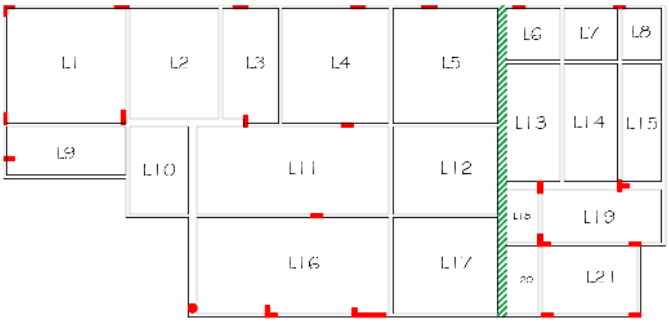
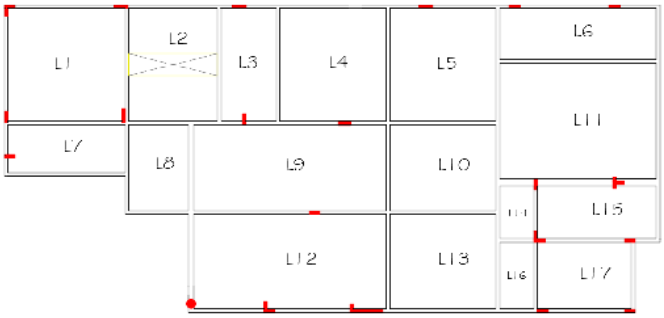
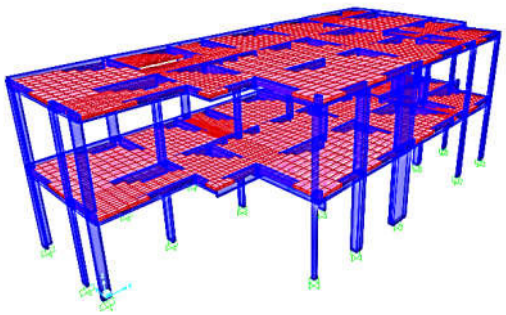


Figura 6 – Planta de forma simplificada do segundo pavimento.



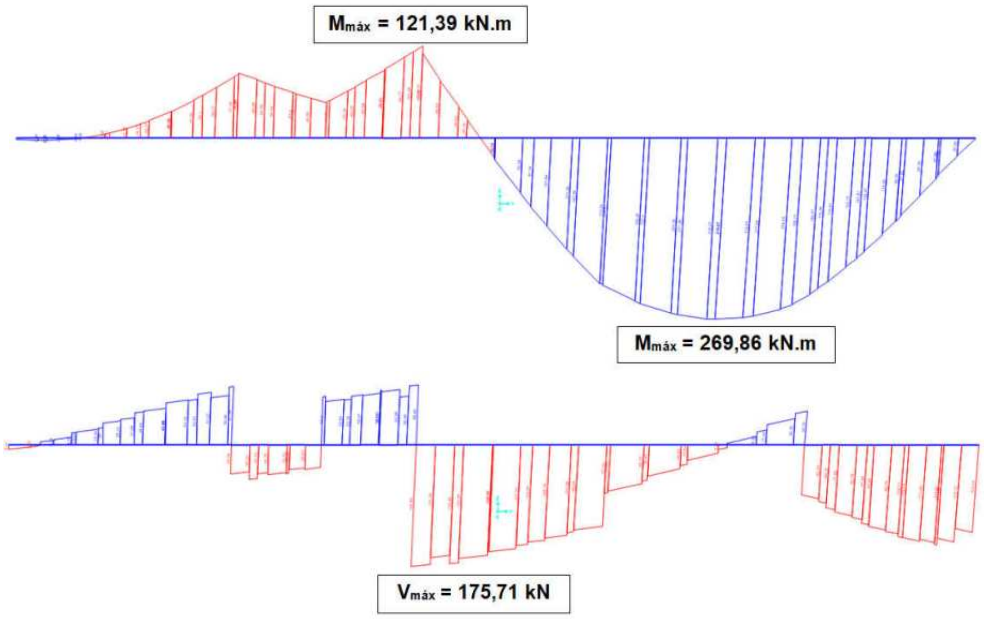
O modelo tridimensional aderido na simulação é constituído por elementos de barra, para simular as vigas e pilares, e elementos de placa, para simular as lajes que foram refinadas a 1/10 do vão nas duas direções (Figura 7). Adotaram-se os valores de 24 Gpa e 25 kN/m³, respectivamente, para módulo de elasticidade secante e peso específico aparente do concreto. O aço empregado na construção foi o CA-50.

Figura 7 – Edificação modelada no *software* SAP2000.



As cargas permanentes e acidentais sobre a estrutura foram definidas com base na NBR 6120 (ABNT, 1980). Utilizou-se Combinação Última Normal, prescrita pela NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando os efeitos mais desfavoráveis na estrutura. O carregamento aplicado sobre a estrutura conduziu aos diagramas de momento fletor de projeto (DMF) e força cortante de projeto (DEC) na viga fissurada (Figura 8), obtidos através do *software* SAP2000.

Figura 8 – DMF e DEC da viga fissurada.



4.2 Verificações dos ELU e ELS

A partir dos dados e esforços na edificação, resultaram as áreas de aço longitudinais e transversal constantes na Tabela 1, com seção subarmada. A viga original possui áreas de aço diferentes das áreas obtidas através dos cálculos realizados.

Tabela 1 – Comparativo entre áreas de aço.

Armadura	Área existente (cm²)	Área ideal (cm²)	Diferença (%)
Longitudinal, positiva	9,61	12,38	- 22,37
Longitudinal, negativa	12,78	5,20	+ 59,31
Transversal	5,20	3	+ 42,31

A Tabela 1 mostra uma deficiência de armadura longitudinal positiva na viga original decorrente do momento fletor positivo máximo. A diferença de 22,37% corresponte a 2,77 cm², que é superior a uma barra de 16 mm. As demais áreas de aço na viga original encontram-se em quantidades superiores as áreas de aço ideiais, indicando o cumprimento de suas finalidades de forma eficiente.

O parâmetro de aceitabilidade sensorial para deslocamento-limite e a exigências relativa à fissuração constantes na NBR 6118 (ABNT, 2014) são exibidos nas Tabelas 2 e 3 juntamente com os valores calculados de ELS-DEF e ELS-W e dados medidos *in loco*.

Tabela 2 – Valores de ELS-DEF.

Flecha imediata (cm)	Flecha diferida no tempo (cm)	Flecha medida *in loco* (cm)	Deslocamento-limite (cm)
0,42	0,99	5	2,56

Tabela 3 – Valores de ELS-W.

Abertura de fissura calculada (mm)	Abertura de fissura medida *in loco* (mm)	Abertura-limite (mm)
0,14	7	0,3

As diferenças de valores calculados e valores medidos na edificação são decorrentes de um dimensionamento que não atendeu aos estados-limites último e de serviço para que a estrutura seja segura, resistente e confortável ao usuário. Desta maneira, podemos definir o diagnóstico da patologia como uma deficiência na área de aço longitudinal positiva com origem na etapa de projeto. O momento fletor positivo máximo de projeto não é combatido de forma eficiente e a viga apresentou flecha excessiva e abertura de fissura superior ao limite estabelecido pela norma brasileira.

4.3 Análise do reforço estrutural executado

Conforme Souto Filho (2002), a utilização de chapas finas de aço coladas ao concreto é uma boa solução quando o aço das armaduras existentes na peça está deficiente e a qualidade do concreto e suas dimensões continuam apropriadas.

Beber (2003) e Sarturi (2014) acrescentaram que esta técnica é bastante eficiente quando o trabalho é bem executado. Por se tratar de um método simples, econômico e de aplicação relativamente fácil, permite reforçar uma viga sem que haja um aumento significativo em suas dimensões, criando-se um elemento estrutural composto concreto-aço-resina. Diante destas afirmações, certificou-se que a escolha do reforço executado é viável e adequada à situação.

Para a avaliação da aplicação do reforço estrutural, foi realizado um dimensionamento prévio a partir do método de Cánovas, descrito por Souza e Ripper (1998). Este procedimento considera o ELU, executado no Estádio III. O reforço à flexão é realizado com a colagem de chapas de aço na base da viga utilizando a Equação 4:

$$A_R = \frac{Md}{z_s . \sigma_{srs}} - A \qquad (4)$$

Onde:
A_R: Área de reforço da seção da chapa de aço;
M_d: Momento fletor de projeto;
Z_s: Braço de alavanca da armadura de reforço ($Z_s \cong 1{,}1d$);
σ_{srs}: Tensão na armadura após o reforço;
A: seção da armadura interna.

A área de reforço resultante equivale a 10,54 cm² (Equação 4). Utilizando uma chapa de 4 mm de espessura, a largura da chapa será de 0,27 m, menor que a base da viga deficitária. Para determinar o comprimento de ancoragem da chapa e, consequentemente, o seu comprimento total, inicialmente calculou-se o momento resistente da viga original (M_R), a posição da linha neutra (x) e a inércia da seção reforçada (J), conforme conceitos de Resistência dos Materiais e da teoria clássica do concreto armado no Estádio II. Os resultados encontrados foram: M_R=253,66 kN.m, x=21,10 cm e J=3476,79 cm^4.

Considerou-se, conforme Souza e Ripper (1998), que a chapa começa a ancorar a partir do ponto em que o momento fletor positivo atuante na viga atinge M_R. Desta forma, o valor de M_R está situado a 2,79 m do apoio esquerdo e a 2,19 m do apoio direito, e a medida intermediária é de 1,42 m. A partir desses pontos, obtiveram-se os esforços cortantes correspondentes, utilizando o de maior valor, V=40 KN, na equação 5.

$$\tau = \frac{V . m'}{b_w . J} \qquad (5)$$

Onde:

τ: Tensão de cisalhamento teórica;
V: Esforço cortante;
b_w: Largura da seção transversal da viga original;
J: Inércia da seção transversal da viga reforçada.
$m' = m_c + n\,(m_s + m_{s,ref})$
m' = Momento estático da seção fissurada, relativo à linha neutra;
m_c = Momento estático da seção de concreto comprimida, relativo à linha neutra;
m_s = Momento estático da armadura de barras tracionada, relativo à linha neutra;
$m_{s,ref}$ = Momento estático da armadura de reforço, relativo á linha neutra;
n: Relação do módulo de elasticidade do aço e módulo de elasticidade secante do concreto (Es/Esc).

A ancoragem é calculada considerando distribuição triangular de tensões (Equação 6).

$$\frac{\tau_{REF}}{2} \cdot A = \Delta T_{REF} \quad (6)$$

Onde:

τ_{REF}: Tensão de cisalhamento referencial;
A: Área de contato da extremidade da chapa de aço com a viga deficitária (L x largura da chapa);
ΔT_{REF}: Força de compressão.

O parâmetro ΔT_{RE} é obtido através da Equação 7.

$$\Delta T_{REF} = \sigma_{s,ref} \cdot A_R \quad (7)$$

Onde:
ΔT_{REF}: Força de compressão;
$\sigma_{s,ref}$: tensão teórica de tração na chapa;
A_R: Área de reforço da seção da chapa de aço.

A equação 8 permite calcular o parâmetro $\sigma_{s,ref}$.

$$\sigma_{s,ref} = \frac{M_R}{J}(h_t - x)n \quad (8)$$

Onde:
$\sigma_{s,ref}$: tensão teórica de tração na chapa;
M_R: Momento resistente da viga original;
J: Inércia da seção transversal da viga reforçada;
h_t: Altura da seção transversal reforçada;
x: Linha neutra da seção transversal reforçada;
n: Relação do módulo de elasticidade do aço e módulo de elasticidade secante do concreto (Es/Esc).

As Equações 5, 7 e 8, forneceram, respectivamente, τ = 0,7 MPa, ΔT_{REF} = 272657,36 N e $\sigma_{s,ref}$ = 259,18 MPa. A força de compressão, segundo Souza e Ripper (1998), produz um diagrama triangular de tensões na extremidade livre da chapa, cujo valor máximo deve ser limitado pela resistência característica superficial de tração no concreto ($f_{ct,m}$), estimada de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), menos τ, ou seja, $\tau_{REF} = f_{ct,m} - \tau = 2,56 - 0,7 = 1,86$ MPa.

A largura da chapa, definida anteriomente, equivale a 0,27 m e aplicou-se τ_{REF} e ΔT_{REF} na Equação 6. Isolando L, encontrou-se um comprimento de ancoragem igual a 1,10 m e o comprimento total da chapa corresponde a 1,42 + 2 x 1,10 = 3,62 m.

A fixação da chapa de aço com resina epoxídica, segundo Canóvas (1984), não deve exceder a espessura de 1,0 mm para que a resistência à tração da resina não seja comprometida. O C.E.B (1983) ainda

determina que a ligação deve ser complementada com buchas metálicas quando a espessura da chapa ultrapassar 4 mm, evitando o arrancamento da mesma nas suas extremidades.

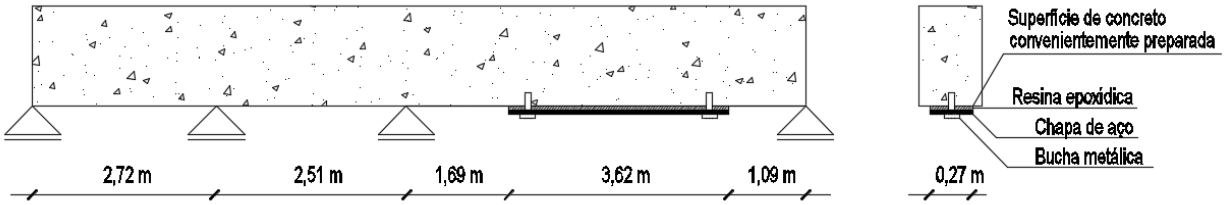
Para a verificação da segurança em relação à aderência aço/concreto com buchas metálicas, Appleton e Gomes (1997), com base em seus experimentos, propuseram a Equação 9, onde são determinados parâmetros com base nas características das chapas e dos dispositivos de ancoragem adotados.

$$F_{sr} = A_R \cdot f_{sryd} \leq n \cdot F_b + \gamma \cdot \tau_{sd} \cdot b \cdot \frac{L}{2} \quad (9)$$

Onde:
F_{sr}: Força resistente à flexão da chapa de aço;
A_R: Área de reforço da seção da chapa de aço;
f_{sryd}: Tensão de cedência do aço da armadura de reforço;
n: número de buchas;
F_b: Força resistente de corte de uma bucha;
$\gamma \cdot \tau_{sd}$: Tensão de aderência aço/resina/concreto que dever ser considerado na ordem de 0,50 MPa;
b: Largura da chapa;
L: comprimento total da chapa.

Adotando-se uma bucha metálica ASTM A307 com 2 1/2" de diâmetro, calcula-se a força resistente ao corte (F_b) de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) e, com os demais dados obtidos anteriormente, a Equação 9 indica que é necessário apenas uma bucha metálica em cada extremidade (Figura 8).

Figura 8: Detalhamento do reforço com chapa de aço na viga.



A respeito do processo executivo, o C.E.B (1983) ressalta a importância da preparação prévia da superfície de concreto para obtenção de uma área uniformemente rugosa que aumente a aderência química entre as partes e, quanto a fissura, esta deve ser selada de forma a impedir toda e qualquer fuga de resina.

Analisando o projeto executivo do reforço estrutural realizado, coletado na fase de levantamento de subsídios, comparou-se a solução implementada com a solução calculada pelo método descrito na literatura e observaram-se grandes discordâncias.

A soma das áreas das seções transversais de chapas de aço coladas na viga deficitária resultou em um total de 104,40 cm², valor muito a cima da área necessária calculada (A_R = 10,52 cm²). Além do mais, estão coladas ao longo da altura útil da viga (Figuras 3a e 3b), quando que deveriam estar coladas na base da mesma, já que a deficiência da viga estar relacionada com o momento fletor positivo.

Deste modo, podemos afirmar que o reforço estrutural executado na edificação residencial não foi dimensionado e nem aplicado de forma correta, pois há excesso na área de chapas aderidas a viga deficitária com colagem inadequada sobre o elemento estrutural.

5 CONCLUSÃO

A solução de problemas patológicos em estruturas de concreto armado precisa atender uma sequência de atividades que vão desde o estudo da origem da patologia até o detalhamento da intervenção. Este procedimento deve estar baseado na literatura vigente e de acordo com as normas brasileiras, para que o resultado seja coerente e atenda as necessidades da estrutura.

A coleta de informações reuniu projetos estruturais e arquitetônicos da edificação original que serviram como dados suficientes para a modelagem computacional da estrutura no software SAP2000. Com a obtenção do projeto executivo do reforço estrutural, adquiriu-se informações detalhadas para a realização da sua análise.

A modelagem computacional da estrutura original no *software* SAP2000 proporcionou a obtenção dos esforços internos máximos da viga deficitária para a verificação do ELU. A área de aço longitudinal existente possui uma quantidade de 22,37% a menos que a área necessária.

Na verificação de ELS, a abertura de fissuras e os deslocamentos calculados estão dentro do limite permitido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), mas os dados medidos *in loco* ficaram fora da aceitabilidade normativa. Esta irregularidade física está associada ao fato do dimensionamento da estrutura original não atender o ELU.

O diagnóstico definido através das verificações é similar ao diagnóstico estabelecido pelo engenheiro civil responsável pela intervenção estrutural: área de aço longitudinal insuficiente com origem na fase de projetos. Para este caso, a literatura recomenda a escolha do reforço estrutural executado.

O dimensionamento definiu uma área de 10,54 cm² de seção de chapa de aço e comprimento total de 3,62 m e a literatura ressalta a necessidade de preparação da supercífice e selagem da fissura antes da colagem da chapa de aço. A análise do reforço estrutural executado na edificação residencial indicou que o somatório da área de chapas de aço (104,40 cm²) aderidas à viga é excessivo e a colagem está na posição errada.

6 REFERÊNCIAS

APPLETON, J. ; GOMES, A. **Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores**. Lisboa, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

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

CAMPOS, L. E. T. T**écnicas de recuperação e reforço estrutural com estruturas de aço.** 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia,Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

CÁNOVAS, M.F. **Patologia y Terapêutica del Hormigon Armado.** Madrid: Dossat, 1984**.**

COMITÊ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (C.E.B.). **Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign), Bulletin d' Information n. 162**. Lausanne, 1983.

GUERRANTE, I. C. **Análise Numérica de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Encamisamento Parcial.** 109 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

LICHTENSTEIN, N. B. **Patologia das Construções.** Publicado no Boletim Ténico n.6/86 da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 1986. 35 p.

MACHADO, A. de P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. São Paulo: Pini, 2002. 271 p.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço de estruturas de concreto armado**. 114 p. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

SALIBA JÚNIOR, C. C. **Técnicas de recuperação de estruturas de concreto armado sob efeito da corrosão das armaduras.** Contribuição técnica da disciplina Reologia e Tecnologia do Concreto, do curso de mestrado do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da Universidade Federal de Minas Gerais, 24 jul. 2008. Disponível em: < http://www.ibapemg.com.br/arquivos/download/19_arquivo.pdf >Acesso em: 7 abr. 2017.

SARTURI , F. D. M. **Simulação computacional de estruturas de concreto reforçadas com aço e compósitos de fibra de carbono.** Dissertação (Mestrado em Ciências). Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

SOUTO FILHO, M. V. **Modelagem numérica de reforço estrutural em vigas de concreto armado.** 110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Pontífice Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 255 p.

TINOCO, J. E. L**. Mapa de Danos:** Recomendações Básicas. Olinda: Vieira, 2009. 23 p.