

**HELINEUDES PAIVA DA SILVA**

**REFORÇO DE LAJES MACIÇAS  
UTILIZANDO VIGAS COM CONECTORES  
DE CISALHAMENTO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

Instituto de Tecnologia  
Mestrado Profissional e Processos Construtivos e  
Saneamento Urbano

Dissertação orientada pelo Professor Dênio Ramam Carvalho de  
Oliveira



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ  
INSTITUTO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM PROCESSOS CONSTRUTIVOS E  
SANEAMENTO URBANO**

**REFORÇO DE LAJES MACIÇAS UTILIZANDO VIGAS COM  
CONECTORES DE CISALHAMENTO**

**ENG. CIVIL HELINEUDES PAIVA DA SILVA**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Mestrado Profissional em Processos Construtivos e Saneamento Urbano da Universidade Federal do Pará como requisito para a obtenção do grau de Mestre.

Belém/Pará  
2016

# **REFORÇO DE LAJES MACIÇAS UTILIZANDO VIGAS COM CONECTORES DE CISALHAMENTO**

**ENG. CIVIL HELINEUDES PAIVA DA SILVA**

Esta Dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Processos Construtivos e Saneamento Urbano, área de concentração Estruturas, Construção Civil e Materiais, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Profissional em Processos Construtivos e Saneamento Urbano (PPCS) do Instituto de Tecnologia (ITEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA).

Aprovada em 19 de Janeiro de 2016.

---

Bernado Borges Pompeu Neto, D.Sc. – Coordenador do PPCS

---

Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, D.Sc. – Orientador

## **COMISSÃO EXAMINADORA:**

---

Adelson Bezerra de Medeiros, Dr. – UFPA  
(Examinador Externo)

---

Marcelo de Sousa Picanço, Dr. – UFPA  
(Examinador Interno)

Belém/Pará  
Janeiro de 2016

## **DEDICATÓRIA**

Primeiro a Deus por ter me dado coragem e sabedoria para parar e seguir nos momentos de fraqueza. Dedico também a minha esposa, Ana Flávia e Filho Heitor Paiva, onde me espelhei e criei coragem para seguir em frente sempre com a certeza de que estou no caminho certo. Dedico também a minha mãe, Maria do Carmo Paiva, onde é nela que encontro a minha fortaleza.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao professor e orientador, Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira; pela excelente orientação, comprometimento e grande amizade demonstrada nesse trabalho.

Aos professores da Universidade Federal do Pará que ministraram o curso de Mestrado na cidade de Tucuruí.

Ao Proprietário do Estabelecimento, Divino Evangelista Vaz, onde foram realizadas as aplicações técnica.

Ao departamento de engenharia civil da Universidade Federal do Pará, onde foram ensaiadas as vigas para este trabalho.

Aos colegas da primeira turma de Mestrado Profissional em Processos Construtivos e Saneamento Urbano (PPCS) do Instituto de Tecnologia (ITEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA), onde completamos um ciclo de respeito e amizade mútua, eternizando ainda mais o laço de companheirismo e respeito ao próximo.

## RESUMO

Em situações onde o reforço à flexão de lajes maciças de concreto armado exige incremento de resistência à tração, a técnica mais empregada é a fixação de chapas de aço ou tiras de materiais compósitos de fibra de carbono na superfície do concreto. Entretanto, esta técnica exige mão-de-obra especializada e têm custos elevados. Alternativamente, pode-se simplesmente reduzir o vão da laje com a introdução de vigas de concreto armado, com o auxílio de conectores de cisalhamento na interface laje-viga. Este trabalho apresenta resultados experimentais para três vigas de concreto armado de seção transversal T não monolíticas ensaiadas à flexão. Primeiramente foram confeccionadas as mesas com dimensões de (400 x 50 x 1800) mm<sup>3</sup> visando simular trechos de lajes e que, posteriormente, foram ligadas a nervuras com dimensões de (120 x 200) mm<sup>2</sup> utilizando conectores de cisalhamento, sendo que as principais variáveis do trabalho foram os diâmetros desses conectores objetivando garantir o comportamento satisfatório dessas ligações em situações reais de reforço estrutural. Os resultados mostraram que os conectores funcionaram adequadamente e que as melhores estimativas para a resistência ao cisalhamento são obtidas quando as mesas são consideradas. A técnica foi empregada com sucesso em um caso prático na cidade de Tucuruí/PA.

**Palavras-chave:** Concreto Armado, Reforço Estrutural, Conectores de Cisalhamento

## ABSTRACT

In situations where the flexural strengthening of reinforced concrete solid slabs requires the tensile strength increase, the most used technique is fixing steel plates or carbon fiber composite strips on the concrete's surface. However, this technique requires specialized labor and presents high costs. Alternatively, a simple solution is to reduce the span of the slab introducing reinforced concrete beams with the aid of shear connectors in the slab-beam interface. This paper presents experimental results for three reinforced concrete beams with non monolithic T cross sections under flexure tests. First the flange with dimensions (400 x 50 x 1800) mm<sup>3</sup> were casted aiming to simulate slabs strips, which were later attached to ribs with dimensions (120 x 200) mm<sup>2</sup> using shear connectors, and the main variables of the study were the diameters of these connectors trying to ensure the satisfactory behavior of these links in real situations of structural strengthening. The results showed that the connectors worked properly and the best shearing resistance estimates are obtained when the whole flange is considered. This technique was successfully applied in a practical case in the city of Tucuruí/ PA.

**Keywords:** Reinforcement, Concrete, Structural Strengthening, Shear Connectors.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Distribuição de tensões cisalhantes em uma seção transversal T, Clímaco (2008).....	05
Figura 2 – Influência da ligação mecânica, Fusco (1976).....	05
Figura 3 – Etapas do processo de reforço e/ou reparo, SOUZA (1990).....	09
Figura 4 – Tipos usuais de conectores, ALVA (2000).....	11
Figura 5 – Curva Força x Escorregamento para conectores de cisalhamento, MALITE (1990).....	11
Figura 6 – Restrições relativas à locação e espaçamento de conectores segundo as normas, EUROCODE (1992).....	14
Figura 7 – Alguns tipos mais usuais de vigas mistas, MALITE (1990).....	15
Figura 8 – Interações aço-concreto no comportamento de vigas mistas, MALITE (1990).....	16
Figura 9 – Formas típicas de ligação em lajes mistas, MALITE (1990).....	18
Figura 10 – Dimensões em mm dos pilares ensaiados por Omar (2006), Sahn (2008) e Nascimento (2010).....	20
Figura 11 – Seção transversal dos pilares após o reforço, Omar (2006).....	21
Figura 12 – Modelo do conector de cisalhamento utilizado por SAHB (2008).....	23
Figura 13 – Características das seções transversais dos pilares ensaiados por NASCIMENTO (2009).....	25
Figura 14 – Conector utilizado no reforço dos pilares ensaiados por NASCIMENTO (2009).....	25
Figura 15 – Execução dos sulcos para colocação dos conectores, NASCIMENTO (2009).....	26
Figura 16 – Colocação dos conectores do reforço, NASCIMENTO (2009).....	27
Figura 17 – Esquema de ensaio das vigas, SANTOS (2006).....	27
Figura 18 – Características geométricas do reforço, SANTOS (2006).....	28
Figura 19 – Detalhamento das armaduras originais das vigas, SANTOS (2006).....	28
Figura 20 – Detalhamento das armaduras de reforço das vigas, SANTOS (2006).....	30
Figura 21 – Operação de fixação dos conectores de cisalhamento nas vigas, SANTOS (2006).....	30
Figura 22 – Tipos de seção transversal das vigas ensaiadas por SÁ (1993).....	31

Figura 23 –	Tipos de seção transversal das vigas ensaiadas por Ando e Moreno (1993).	33
Figura 24 –	Procedimento de análise de vigas de seção T, Oliveira (2015).....	36
Figura 25 –	Dimensões das vigas T não monolíticas, Oliveira (2015).....	38
Figura 26 –	Detalhes das armaduras, Oliveira (2015).....	39
Figura 27 –	Sequência para confecção das vigas T não monolítica, OLIVEIRA (2015).	39
Figura 28 –	Posicionamento dos conectores de cisalhamento nas vigas, OLIVEIRA (2015).....	40
Figura 29 –	Sistema de ensaio, OLIVEIRA (2015).....	41
Figura 30 –	Conectores de cisalhamento fixados na mesa com adesivo estrutural, OLIVEIRA (2015).....	43
Figura 31 –	Deslocamentos verticais das vigas, Oliveira (2015).....	43
Figura 32 –	Curva carga-deformação das armaduras de flexão das nervuras, Oliveira (2015).....	44
Figura 33 –	Curva carga-deformação do concreto das mesas das vigas, Oliveira (2015)	44
Figura 34 –	Carga $V_u$ modo de ruptura da viga VT – 01, Oliveira (2015).....	46
Figura 35 –	Carga $V_u$ modo de ruptura da viga VT – 02, Oliveira (2015).....	46
Figura 36 –	Carga $V_u$ modo de ruptura da viga VT – 03, Oliveira (2015).....	46
Figura 37 –	Lajes a Reforçar com deformação excessiva.....	48
Figura 38 –	Furo na Viga para Engastar a Viga de Reforço.....	48
Figura 39 –	Escoramento da Viga de Reforço.....	48
Figura 40 –	Levante da laje com macaco hidráulico.....	49
Figura 41 –	Conectores fixados na laje.....	49
Figura 42 –	Conectores Fixados com a Armadura da viga.....	49
Figura 43 –	Sulcos com ferros negativos fixados com sikadur 32.....	50
Figura 44 –	Viga concretada e os sulcos com ferros negativos.....	50

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Capacidade de conectores segundo as principais normas.....	13
Tabela 2 – Descrição dos pilares ensaiados por Sahb (2008).....	24
Tabela 3 – Resultados teóricos e experimentais das vigas ensaiadas por SANTOS (2006).	30
Tabela 4 – Resultados obtidos por Sá (1993).....	32
Tabela 5 – Resultados obtidos por Ando e Moreno (2000).....	33
Tabela 6 – Armaduras das vigas.....	40
Tabela 7 – Propriedades mecânicas do concreto.....	42
Tabela 8 – Propriedades mecânicas dos aços.....	42
Tabela 9 – Cargas estimadas e de ruptura.....	45

# SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	01
1.1	JUSTIFICATIVA.....	02
1.2	OBJETIVOS.....	03
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	03
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	05
2.1	TÉCNICAS E MATERIAIS PARA REFORÇO DE LAJES.....	09
2.2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA DOS CONECTORES.....	10
2.3	CAPACIDADE DOS CONECTORES.....	12
2.4	RECOMENDAÇÕES E RESTRIÇÕES SEGUNDO AS NORMAS.....	13
2.5	VIGAS MISTAS.....	14
2.6	COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	16
2.7	LAJES MISTAS.....	17
2.8	ASPECTOS CONSTRUTIVOS.....	18
2.9	TRABALHOS REALIZADOS SOBRE CONECTORES DE CISALHAMENTO.	19
2.9.1	Omar (2006).....	19
2.9.2	Sahb (2008).....	22
2.9.3	Nascimento (2009).....	24
2.9.4	Santos (2006).....	27
2.9.5	Sá (1993).....	31
2.9.6	Ando e Moreno (2000).....	32
2.10	VERIFICAÇÃO DE VIGAS DE SEÇÃO T.....	35
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	38
3.1	SISTEMA DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO.....	40
4	RESULTADOS.....	41
4.1	MATERIAIS (CONCRETO, AÇO E ADESIVO ESTRUTURAL).....	41
4.2	DESLOCAMENTOS VERTICAIS.....	43
4.3	DEFORMAÇÕES.....	43
4.4	CARGAS ÚLTIMAS E MODO DE RUPTURA.....	45
5	EXEMPLO DE APLICAÇÃO.....	47

6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	51
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	51
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	
	ANEXOS (ARTIGOS PUBLICADOS)	

# 1 INTRODUÇÃO

Devido ao elevado peso específico do concreto, as lajes maciças acabam sendo responsáveis pela maior parcela de carga atuante em uma edificação. Para Clímaco (2008) uma execução deficiente, principalmente quanto às fôrmas e escoramentos, pode resultar em valores bem superiores, devido à necessidade de uma maior espessura de contra piso e nivelamento do piso. A falta de projetos estruturais, ou mesmo uma avaliação errônea das cargas, pode subestimar a ação das forças atuantes a ponto de serem gerados deslocamentos transversais inaceitáveis, prejudicando a sensação de segurança do usuário. Estes deslocamentos, devido à baixa rigidez da estrutura, podem surgir ainda em virtude de dois fenômenos: retração e fluência (deformação lenta do concreto), sendo que a retração ocorre independente das ações atuantes, incidindo mais intensamente no concreto fresco, mas podendo ocorrer em idades mais avançadas em função das condições climáticas.

Para Mehta (1994), os mecanismos responsáveis pela fluência da pasta também são responsáveis por retração, uma vez que a fluência se dá quando uma ação externa é aplicada à estrutura e gera esforços internos que direcionam o movimento da água retida nos poros capilares e da água absorvida fisicamente. Considerando o estado de uma estrutura em concreto armado, pode-se dizer que dois fatores são sugestivos de reforço: estados limites (serviço e utilização) alcançados ou prevenção, adequando a estrutura à adição de cargas. Para Oliveira (2003), o desempenho da estrutura em serviço é satisfatório quando, em condições normais de utilização, a mesma não transmita ao usuário qualquer tipo de desconforto. Fissuração e flechas excessivas podem ser sinais visíveis de problemas relacionados à segurança da estrutura. Por outro lado, uma estrutura bem dimensionada deve apresentar tais sinais sob utilização indevida. Ainda de acordo com o autor, comportamentos fora dos padrões especificados, tais como vibração, fissuração e flechas excessivas, bem como recalques diferenciais elevados, são indícios de uma estrutura que já atende mais o estado limite de utilização.

Segundo HELENE (1992), 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.

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. Portanto, ao se confrontar com danos na estrutura de concreto, deve-se realizar os seguintes procedimentos: estudos realizados na Europa.

1. Caracterizar os defeitos quanto ao tipo, extensão, localização e intensidade;
2. Conhecer as causas procurando determinar os agentes agressores seja pela observação visual, por contatos com o pessoal envolvido, por ensaios tecnológicos ou outros meios;
3. Analisar o problema tanto do ponto de vista estrutural (estabilidade e segurança) quanto de durabilidade;
4. 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;
5. Realizar uma inspeção final para avaliar os resultados do tratamento aplicado, verificando a qualidade dos serviços.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A proposta de estudo apresentada nesse projeto de pesquisa justifica-se pela necessidade de desenvolvimento uma técnica de reforço de lajes maciças utilizando vigas com conectores de cisalhamento, seja para reabilitação ou simples adequação da estrutura ao acréscimo de carga ou simplesmente por erros construtivos. Já que as técnicas utilizadas exigem mão de obra especializada e materiais como tiras de materiais compósitos de fibra de carbono na superfície do concreto, ou chapas de aços, que tem um grande custo. Alternativa nesse trabalho sugere a introdução de vigas de concreto armado, com o auxílio de conectores de cisalhamento na interface laje-viga.

Segundo SOUZA (1990), no alargamento das seções transversais dos elementos promove um aumento significativo da rigidez que deve ser considerado durante a redistribuição dos esforços decorrentes do carregamento aplicado. Além disso, a fluência

diferencial entre os materiais novos e velhos também deve ser considerada nessa redistribuição. Dependendo do tipo de intervenção e do número de elementos reforçados, pode ser necessário que algumas áreas não danificadas sejam também reforçadas devido ao aumento dos esforços.

De acordo com METHA e MONTEIRO (2008), a fluência é o nome do fenômeno onde ocorre o aumento gradual da deformação de um elemento de concreto quando este é submetido a um estado de tensões constante ao longo do tempo. A taxa de crescimento da deformação por fluência é alta nos períodos imediatamente superiores à aplicação do carregamento, diminuindo com o passar do tempo até estabilizar em um valor máximo limite.

De acordo com MALITE (1990), fluência é usualmente associada com a redução do módulo de elasticidade do concreto em função do tempo. Como consequência, ocorre o aumento progressivo do coeficiente de homogeneização, ou seja, a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto. Com relação à retração, a deformação resultante da redução do volume de concreto provoca deformações adicionais no elemento misto. Assim, os efeitos da retração e fluência podem conduzir a deformações por carregamentos de longa duração significativamente maiores que a sua deformação instantânea. O EUROCODE 4 e a norma britânica BS 5950 recomendam a verificação dos efeitos de retração quando a relação vão/altura da viga mista for superior a 20 e quando a deformação por retração livre assumir valores maiores que  $400 \times 10^{-6}$ . A norma canadense CAN/CSA-S16.1 (1994) considera o efeito da fluência através de uma redução do momento de inércia efetivo da viga mista. Esta norma também apresenta uma expressão para a consideração dos efeitos da retração no deslocamento vertical de vigas mistas simplesmente apoiadas, através da adoção de um valor para a deformação por retração livre.

## 1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa apresenta como objetivo apresentar o reforço de lajes maciças utilizando vigas com conectores de cisalhamento.

## 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Para facilitar a leitura, o trabalho está dividido da seguinte forma:

Capítulo 2: É apresentada a revisão bibliográfica citando as técnicas e materiais para reforço de lajes, fundamentação teórica de conectores de cisalhamento, capacidade dos conectores, recomendação e restrições segundo as normas, comportamento estrutural,

aspectos construtivos, trabalhos realizados e detalhamento da montagem de lajes maciças e suas estruturas, considerando a influência da ligação mecânica, a distribuição de tensões cisalhantes em uma seção transversal T, as dimensões das vigas T não monolíticas, além das verificações de vigas de seção T.

Capítulo 3: Aborda o programa experimental, mostrando as dimensões das vigas ensaiadas com suas respectivas armações com dimensões especificadas.

Capítulo 4: Apresenta os resultados extraídos do programa experimental, mostrando os deslocamentos verticais, as deformações e carga de última, o modo de ruptura e o exemplo prático realizado na cidade de Tucuruí-PA.

Capítulo 5: Apresenta as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros e o anexo com o artigo publicado.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Segundo Clímaco (2008), para que as seções de uma viga submetida à flexão pura permaneçam planas, a aderência entre a armadura e o concreto deve garantir a compatibilidade de deformações. Fusco (1976) apresenta uma analogia com o comportamento de vigas compostas por peças de madeira superpostas e solicitadas no meio do vão, como mostrado na )

Verifica-se nesta figura que a ligação mecânica é responsável pelo trabalho solidário das peças superpostas, minimizando os deslocamentos horizontais e até mesmo os verticais devido ao ganho de rigidez e menores rotações nos apoios. Clímaco (2008) acrescenta que a variação da largura,  $b_w$ , da seção altera a distribuição de tensões tangenciais, exemplificada em uma seção T mostrada na

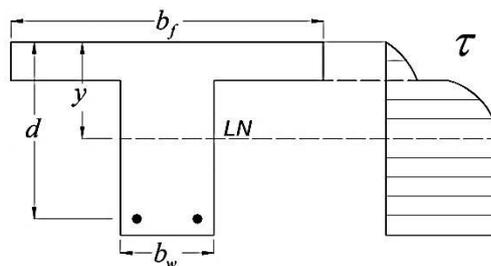


Figura 1 – Distribuição de tensões cisalhantes em uma seção transversal T, Clímaco (2008)

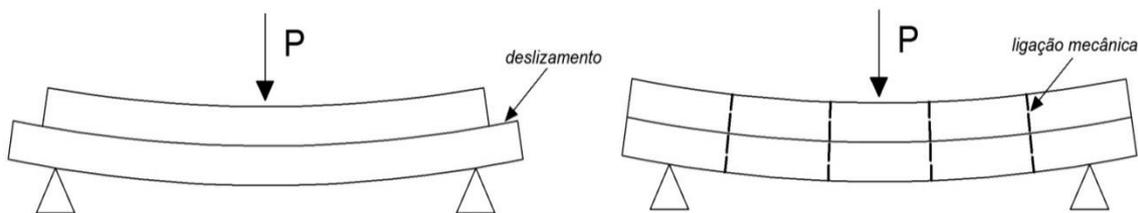


Figura 2 – Influência da ligação mecânica, Fusco (1976)

As tensões de aderência nos elementos estruturais de concreto armado surgem sempre que ocorrer variação de tensões em um determinado trecho das barras de aço. Segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1977), as causas dessas variações de tensões podem ser as seguintes:

- a. Ações externas: Alteram as tensões de tração e compressão nas barras da armadura;
- b. Fissuras: Ocasionam altas concentrações de tensões de aderência nas regiões de descontinuidade;
- c. Forças de ancoragem nas extremidades das barras: É através da tensão de aderência que a força atuante na barra é transferida ao concreto;
- d. Variações de temperatura: Devido à maior condutibilidade térmica do aço, as barras da armadura dilatam-se mais que o concreto, sendo impedidas pela aderência. Em casos extremos, como por exemplo, em incêndios, as tensões de aderência atingem valor elevadíssimo que rompe o revestimento de concreto;
- e. Retração do concreto: Esse fenômeno acarreta tensões de tração no concreto e tensões de compressão nas barras, resultantes do impedimento da deformação de retração do concreto, causado pela presença da barra de aço;
- f. Deformação lenta do concreto em peças comprimidas de concreto armado (pilares): Em consequência do encurtamento provocado pela deformação lenta, as barras da armadura recebem um acréscimo de tensões de compressão, que aliviam o concreto.

A Resistência dos Materiais se preocupa fundamentalmente com o comportamento das diversas partes de um corpo quando sob a ação de solicitações. Ao estudar-se o equilíbrio interno de um corpo, as solicitações internas fundamentais ( $M$ ,  $Q$ ,  $N$  e  $M_t$ ) são determinadas. Se está penetrando no interior da estrutura, para analisar-se, em suas diversas seções, a existência e a grandeza dos esforços que a solicitam. A avaliação destes esforços foi objeto de estudo na disciplina de Estruturas Isostáticas que deve preceder a Resistência dos Materiais. Consideram-se corpos reais, isótropos e contínuos constituídos de pequenas partículas ligadas entre si por forças de atração. Com a aplicação de esforços externos supõe-se que as partículas destes corpos se desloquem e que isto prossiga até que se atinja uma situação de equilíbrio entre os esforços externos aplicados e os esforços internos resistentes. Este equilíbrio se verifica nos diversos pontos do corpo citado e se manifesta sob a forma de deformações (mudança da forma original), dando origem à tensões internas. LEGGERINI (2007).

Vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante” NBR 6118 (ABNT, 2007). Elementos lineares são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominada barras. Conforme o item 18.3.7 da NBR 6118 (ABNT, 2014), “Os planos de ligação entre mesas e

almas ou talões e almas de vigas devem ser verificados com relação aos efeitos tangenciais decorrentes das variações de tensões normais ao longo do comprimento da viga, tanto sob o aspecto de resistência do concreto, quanto das armaduras necessárias para resistir às trações decorrentes desses efeitos. As armaduras de flexão da laje, existentes no plano de ligação, podem ser consideradas parte da armadura de ligação, quando devidamente ancoradas, complementando-se a diferença entre ambas, se necessário”.

Para exemplificar melhor alguns conceitos utilizados na área de Patologia e Terapia de Estruturas e o tipo de intervenção a que a estrutura está sendo submetida, TOMAZ (1998) apresenta algumas definições.

- a. 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.
- b. Reparo é a correção localizada de problemas patológicos.
- c. Reforço é a correção de problemas patológicos com aumento da resistência ou ampliação da capacidade portante da estrutura.
- d. Recuperação é a correção dos problemas patológicos de forma a restituir total ou parcialmente o desempenho original da peça.
- e. 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.

A Figura 3 mostra um esquema resumido das etapas de um processo de reabilitação. De acordo com essa figura, após a adoção das primeiras medidas, devesse fazer uma inspeção cuidadosa, observando tanto os elementos danificados quanto os íntegros e, dependendo da necessidade, podem ser realizadas provas de carga para avaliar as características residuais da estrutura e as causas da degradação. Percebe-se que o levantamento de dados visa obter o maior número possível de informações sobre a obra e que, somente de posse de todas essas informações, parte-se para a especificação e o dimensionamento do tipo de reforço/reparo mais adequado para a estrutura danificada.

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:

- a. Aceitáveis;
- b. Toleráveis ou aceitáveis sob certas condições;
- c. Não aceitáveis, necessitando de algum tipo de intervenção;
- d. Não reparáveis, devendo ser demolidas.

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. CARMONA FILHO, citado por SOUZA (1991), realizou um estudo semelhante no Brasil, no final da década de 80, e constatou 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 empregada, deficiência no controle de qualidade dos materiais e da execução, manutenção inadequada entre outros MORAIS (1997).

Dessa forma, existe a necessidade de estabelecer um nível mínimo de aceitação dos elementos estruturais. Se a estrutura não estiver aceitável, necessitando ser reforçada ou reparada, devem-se adotar algumas medidas específicas como:

- a) Restringir a utilização alterando o seu uso ou diminuindo a sobrecarga;
- b) Reduzir a vida útil requerida e indicar o controle periódico de um perito;
- c) Modificar o sistema estrutural e/ou redistribuir os esforços;
- d) Demolir pisos mais altos ou partes das construções;
- e) Restaurar apoios ou a capacidade resistente de elementos danificados;
- f) Substituir elementos fortemente danificados;
- g) Reforçar a estrutura por adição de novos elementos ou reforço dos elementos existentes.

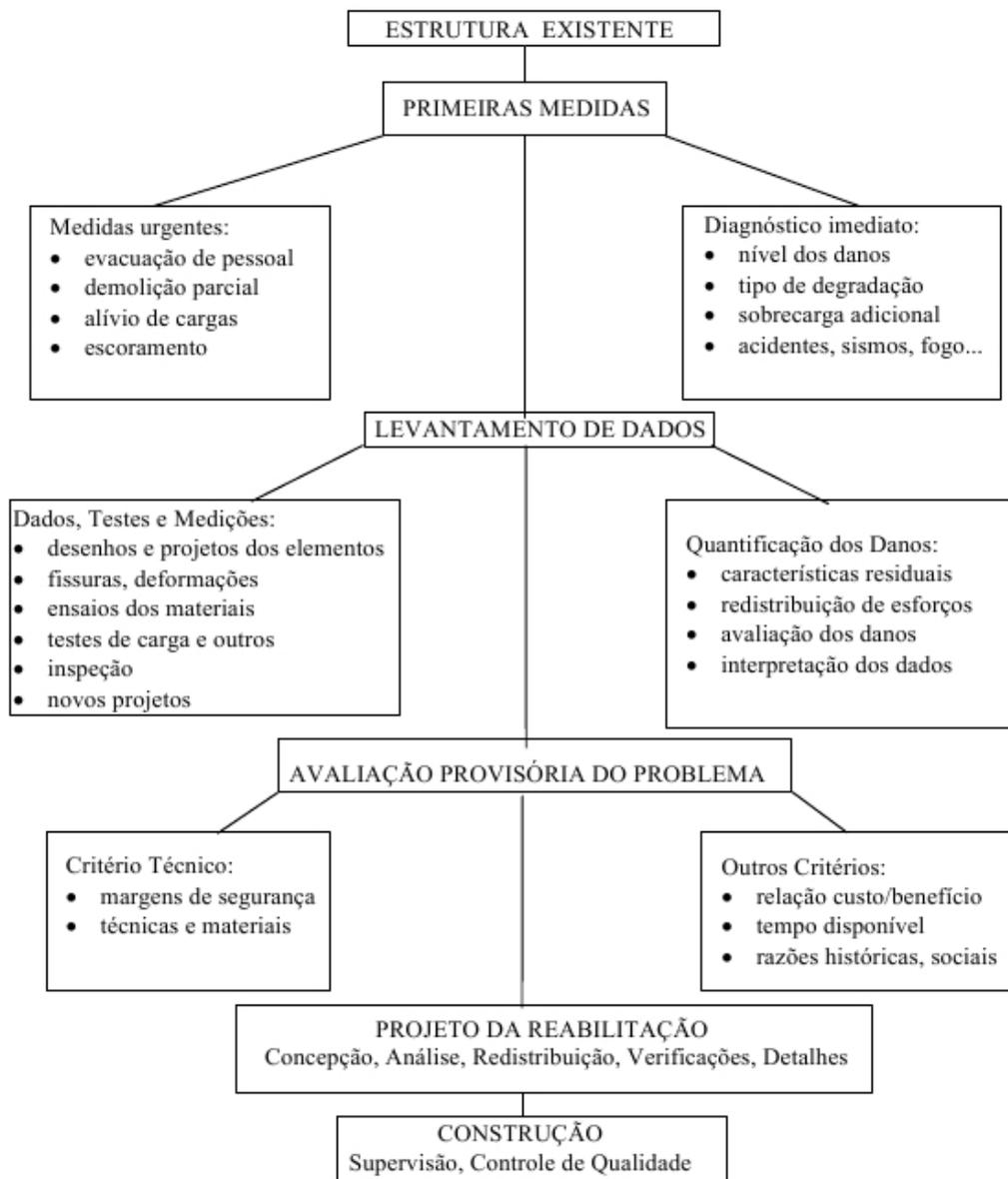


Figura 3 – Etapas do processo de reforço e/ou reparo, SOUZA (1990)

## 2.1 TÉCNICAS E MATERIAIS PARA REFORÇO DE LAJES

Segundo RIZZO e SOLBEMAN, apud PEREIRA (1997), o comportamento conjunto dos materiais (compatibilidade) ainda é pouco entendido pelos engenheiros e arquitetos. Algumas vezes, verifica-se inclusive uma tendência de atender primeiro à facilidade de lançamento ou aplicação dos materiais de reparo, deixando-se para segundo plano o questionamento da durabilidade. Entretanto, deve-se ficar atento para o fato de que todas essas características devem ser criteriosamente analisadas durante a escolha do material de

reparo, a fim de se ter uma estrutura reabilitada que apresente um comportamento mais próximo possível de uma peça monolítica. Dentre os diversos materiais de reparo disponíveis no mercado, deve-se selecionar aquele que for mais conveniente.

De acordo com CLÍMACO (1990), devem-se escolher materiais de reparo que apresentem propriedades similares às do substrato. Portanto, a escolha de concreto de cimento Portland ou qualquer outra composição cimentícia semelhante é geralmente a melhor escolha. Todavia, essa regra nem sempre pode ser seguida, pois deve-se levar em consideração outros fatores, tais como: dificuldades nas condições de confecção do reparo, necessidade de ganho de resistência rápido, necessidade de melhorar a resistência ao ataque químico ou obter uma superfície com tratamento estético.

## 2.2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA PARA OS CONECTORES

De acordo com ALVA (2000) e MALITE (1990), conectores de cisalhamento realizam a ligação entre o elemento de aço e a laje de concreto. Cumprem a função de absorver os esforços de cisalhamento nas duas direções e de impedir o afastamento vertical entre a laje e viga de aço. Os conectores classificam-se em flexíveis e rígidos. O conceito de rigidez, neste caso, está relacionado com a capacidade de restrição ao escorregamento imposta pela ligação viga de aço/laje de concreto. Os conectores do tipo pino com cabeça são os mais utilizados dentre os flexíveis, na maioria dos países, devido à facilidade de fabricação utilizando o processo de soldagem semi-automático. Além disso, apresentam a mesma resistência em todas as direções. A Figura 4 mostra alguns dos tipos de conectores mais utilizados.

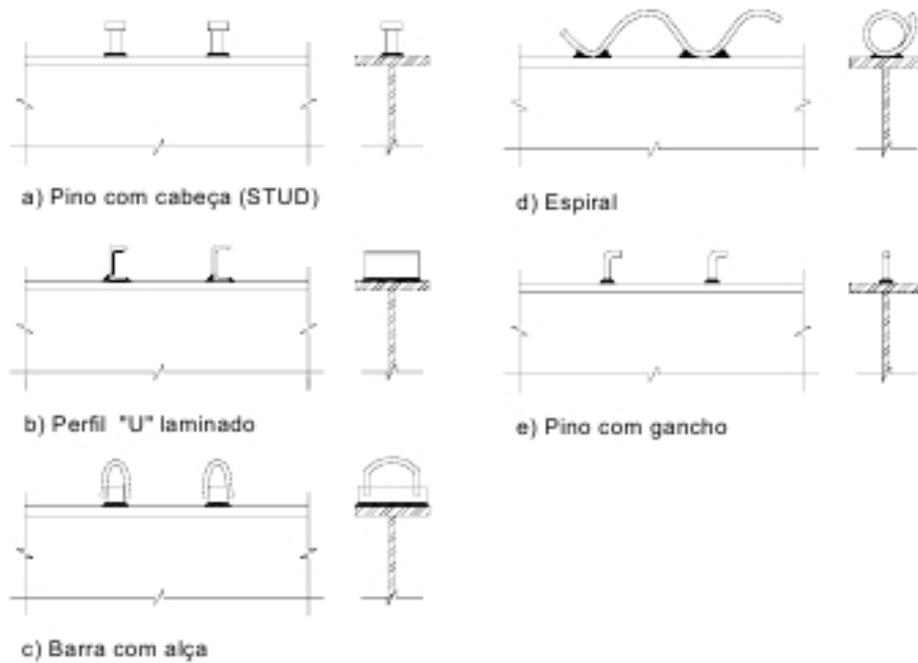


Figura 4 – Tipos usuais de conectores, ALVA (2000)

A característica estrutural mais importante dos conectores de cisalhamento é a relação existente entre a força  $F$  transmitida pelo conector e o escorregamento relativo  $s$  na interface aço-concreto, determinando seu comportamento “dúctil”. O diagrama típico de  $F \times s$  é ilustrado na Figura 5. A flexibilidade dos conectores, portanto, garante que o colapso de uma viga mista, quando se dá a ruptura da ligação aço-concreto, seja do tipo “dúctil”

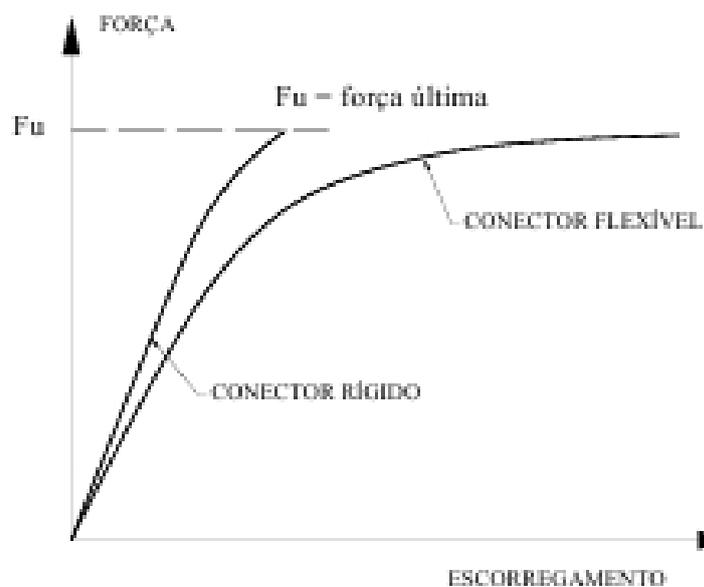


Figura 5 – Curva Força x Escorregamento para conectores de cisalhamento, MALITE (1990)

De acordo com CHAPMAN (1964), experimentos executados em vigas com carregamento uniformemente distribuído na Universidade de Lehigh e no Imperial College na década de 60 indicaram que vigas com espaçamento uniforme entre conectores de cisalhamento se comportam tão bem quanto aquelas com conectores espaçados de forma não uniforme (denominada distribuição linear). Logo, por simplicidade de execução, dá-se preferência pelo espaçamento uniforme entre os conectores de cisalhamento ao longo do comprimento da viga.

No entanto, conforme CHAPMAN (1964), a distribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal ao longo da viga possui caráter não uniforme. O maior deslizamento tende a ocorrer no comprimento correspondente a um quarto do vão da viga mista, que é geralmente a primeira região em que o escorregamento relativo começa a se manifestar mediante a aplicação do carregamento.

Em YAM & CHAPMAN (1968) foi observado que a distribuição do deslizamento relativo na interface aço-concreto depende de alguns fatores, tais como: a relação (não linear) entre carregamento/escorregamento para o escolhido conector de cisalhamento, a distribuição de conectores, a distribuição do carregamento aplicado e do vão, entre outros. Porém, segundo a mesma referência, uma avaliação mais criteriosa por parte dos projetistas, com relação a esses efeitos ainda não era exigida pelos códigos normativos na época.

Outro fato importante que deve ser salientado é a diferença de comportamento existente entre a curva força-escorregamento para conectores de cisalhamento em vigas mistas quando comparada com aquela obtida nos ensaios isolados denominados “push-out”. Foi mencionado em MALITE (1993) que, em vigas simplesmente apoiadas em que a laje é predominantemente (ou totalmente) comprimida, a rigidez da conexão de cisalhamento em regime elástico pode resultar até duas vezes o valor obtido em ensaios isolados, mas a

### 2.3 CAPACIDADE DOS CONECTORES

Com base em resultados experimentais, as normas apresentam expressões ou tabelas para a determinação da capacidade dos principais tipos de conectores de cisalhamento. A Tabela 1 apresenta as expressões dadas por algumas das principais normas para a obtenção da capacidade nominal dos conectores embutidos em lajes maciças.

Tabela 1 - Capacidade de conectores segundo as principais normas

NORMA	CAPACIDADE NOMINAL
NBR 8800 (1986) AISC-LRFD (1994) CAN/CSA-S16.1 (1994)	Conector tipo pino com cabeça $q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \leq A_{sc} f_u$ $E_c = 42 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}},$ com $f_{ck} \leq 28 \text{MPa}$
EUROCODE 4 (1992)	Menor valor entre $q_n = 0,8 f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right)$ e $q_n = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}$ com $\alpha =$ $\left( \frac{h_{cs}}{d} + 1 \right)$ para $3 \leq \frac{h_{cs}}{d} \leq 4$ e $\alpha = 1$ , para $\frac{h_{cs}}{d} > 4$

Onde:

$q_n$  é a capacidade nominal do conector

$A_{sc}$  é a área da seção transversal do conector

$f_u$  é a resistência à ruptura do aço do conector

$\gamma_c$  é o peso específico do concreto (kN/m<sup>3</sup>)

$d$  é o diâmetro do corpo do conector

$h_{cs}$  a altura total do pino

## 2.4 RECOMENDAÇÕES E RESTRIÇÕES SEGUNDO AS NORMAS

As normas apresentam recomendações e restrições quanto à locação e espaçamento dos conectores. De maneira geral, pode-se dizer que são recomendações similares entre si. A Figura 6 mostra as restrições das normas quanto à locação e espaçamento entre conectores do tipo pino com cabeça.

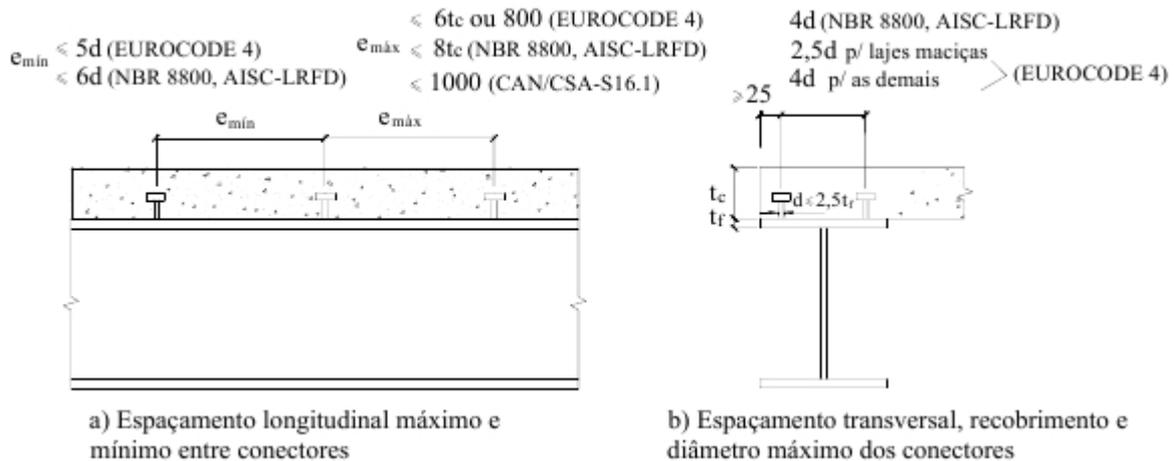


Figura 6 – Restrições relativas à locação e espaçamento de conectores segundo as normas, EUROCODE (1992)

## 2.5 VIGAS MISTAS

As vigas mistas aço-concreto são constituídas pela associação das vigas de aço com a laje de concreto, e surgem como decorrência natural nos pisos de edifícios e tabuleiros de pontes, havendo um somatório de vantagens estruturais nas regiões de momento positivo, em comparação com as vigas de aço isoladas, uma vez que a flambagem local da mesa e da alma (FLM e FLA), assim como a flambagem lateral com torção (FLT), são impedidas ou amenizadas. Outra vantagem da utilização de vigas mistas em sistemas de pisos é o acréscimo de resistência e de rigidez propiciados pela associação dos elementos de aço e de concreto, o que possibilita a redução da altura dos elementos estruturais, implicando em economia de material. A principal desvantagem reside na necessidade de provisão dos conectores de cisalhamento na interface aço-concreto. Em edifícios, o perfil mais utilizado como viga de aço é do tipo “I”. As lajes de concreto podem ser moldadas *in loco*, com face inferior plana ou com fôrma de aço incorporada, ou ainda, podem ser formadas de elementos pré-fabricados. Alguns dos tipos mais usuais de seções de vigas mistas são indicados na Figura 7.

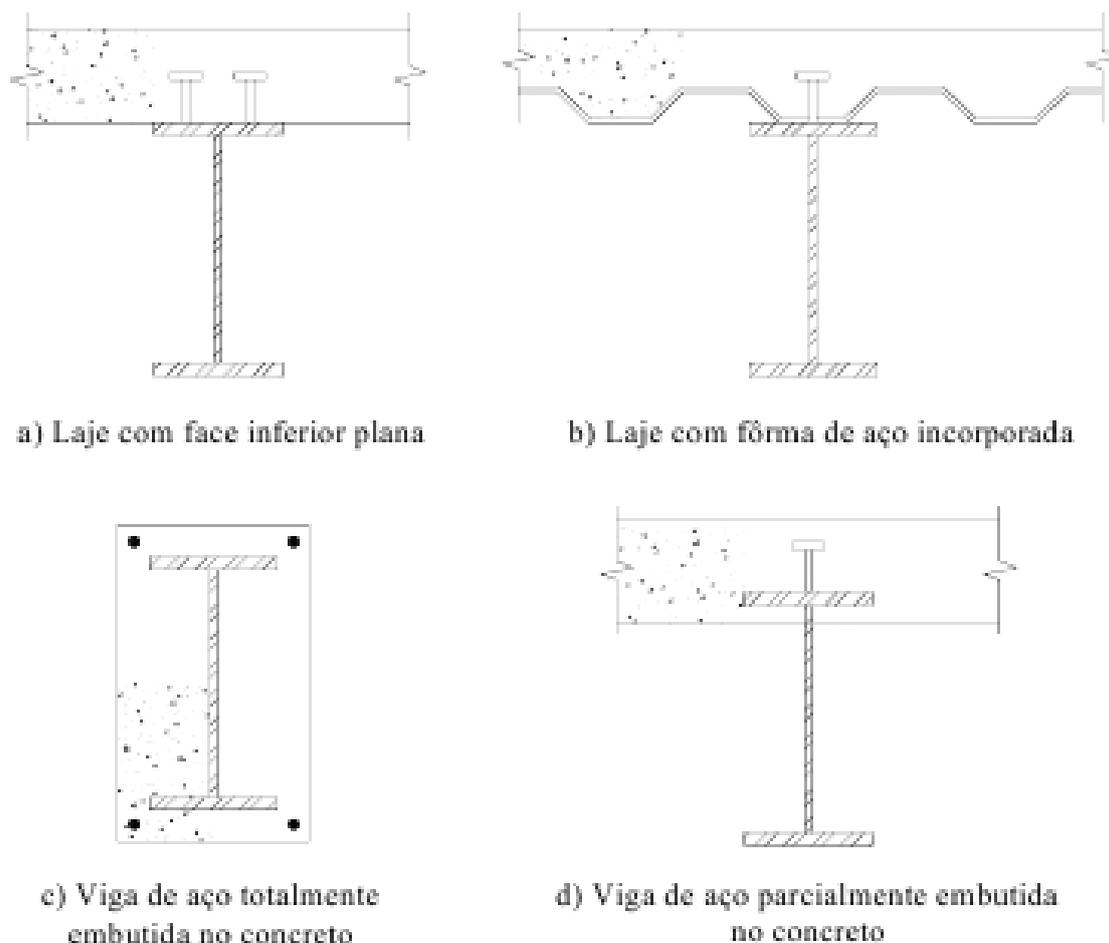


Figura 7 – Alguns tipos mais usuais de vigas mistas, MALITE (1990).

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas, o que é mais usual, ou podem ser contínuas. As simplesmente apoiadas apresentam maior eficiência do sistema misto, pois a viga de aço trabalha predominantemente à tração e a laje de concreto à compressão. As vigas contínuas, devido à presença de momentos fletores negativos, apresentam um comportamento estrutural diferente das simplesmente apoiadas. Embora os momentos fletores negativos reduzam a eficiência do sistema misto, deve-se notar que a continuidade das vigas traz vantagens sob o ponto de vista de redução de esforços e deslocamentos e da estabilidade global da estrutura. Com relação ao método construtivo, pode-se optar pelo não escoramento da laje devido à necessidade de velocidade de construção. Por outro lado, o escoramento da laje pode ser apropriado caso seja necessário limitar os esforços e deslocamentos verticais da viga de aço na fase construtiva.

## 2.6 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento de vigas mistas submetidas à flexão depende da caracterização do comportamento ao nível da ligação aço-concreto. Duas situações são conhecidas nesse caso: a interação completa e a interação parcial. Na interação completa, considera-se que existe uma “ligação perfeita” entre o aço e concreto. Neste caso, não há escorregamento longitudinal relativo, verificando-se a existência de uma única linha neutra, conforme a Figura 8.

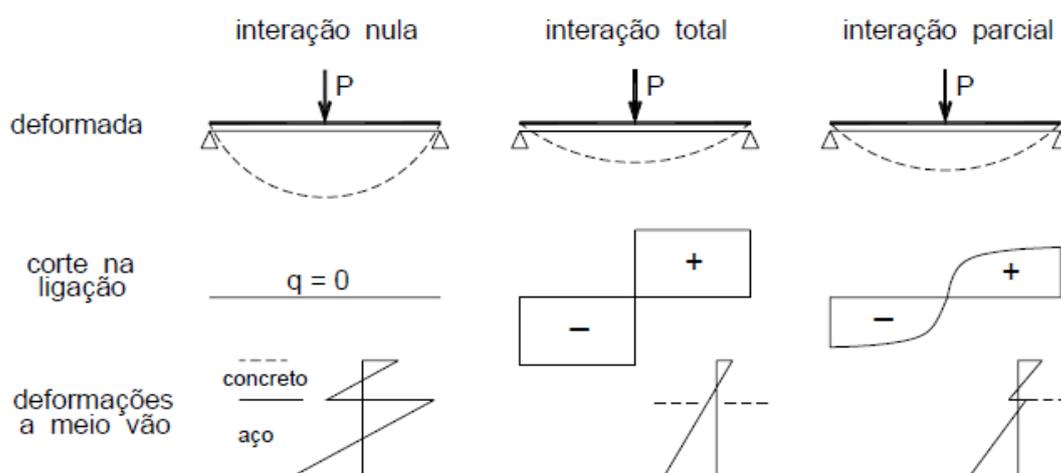


Figura 8 – Interações aço-concreto no comportamento de vigas mistas, MALITE (1990).

Quando ocorre escorregamento relativo ao nível da ligação aço-concreto, há uma descontinuidade no diagrama de deformações, caracterizando a interação parcial. Em consequência disso, a seção transversal da viga apresenta duas linhas neutras. O efeito do escorregamento afeta a distribuição de tensões na seção, a distribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal na conexão e, conseqüentemente, a deformabilidade das vigas. Esta última é relevante em verificações no regime de utilização da estrutura. A ligação entre o aço e o concreto é dimensionada em função do diagrama de esforços cortantes longitudinais por unidade de comprimento  $q$ , conhecido como *fluxo de cisalhamento longitudinal*. No caso de interação completa, a resultante do diagrama do fluxo de cisalhamento longitudinal, aqui representada por  $Vh$ , é dada em função da máxima força cortante que se pode transmitir através da ligação, sendo esta limitada pelas resultantes máximas de tração e de compressão que podem atuar na viga de aço e na laje de concreto, respectivamente.  $Vh$  assume, portanto, o

menor desses valores. O número de conectores, no caso de interação completa, deve então ser determinado para resistir à resultante  $Vh$ .

O método construtivo também influencia o dimensionamento. No caso de construção não escorada, a viga de aço isolada deve ser capaz de resistir às solicitações provenientes do peso próprio da estrutura e das sobrecargas de construção. As verificações de flechas e da estabilidade lateral podem ser determinantes, neste caso. O comportamento estrutural de uma viga mista depende também da existência ou não de momentos fletores negativos, decorrente das condições de vinculação dessa viga.

## 2.7 LAJES MISTAS

Segundo MALITE (1990), O sistema de lajes mistas consiste na utilização de uma fôrma de aço nervurada como fôrma permanente de suporte para o concreto antes da cura e das ações de construção. Após a cura do concreto, os dois materiais, a fôrma de aço e o concreto, combinam-se estruturalmente, formando o sistema misto. A fôrma de aço substitui então a armadura positiva da laje. A utilização do sistema de lajes mistas em edifícios no Brasil é recente e tem aumentado consideravelmente. Na Europa e nos Estados Unidos, a utilização desse sistema em edifícios e pontes é mais comum. Os primeiros sistemas de lajes mistas surgiram no final da década de 30, apresentando-se como substitutos ao sistema tradicional de lajes de concreto armado e sendo utilizados inicialmente em edifícios altos. Na Europa, o sistema de lajes mistas apareceu no final da década de 50, utilizando-se fôrmas de aço corrugadas, apoiadas em vigas de aço.

A interação entre a fôrma de aço e o concreto, nessa ocasião, realizava-se unicamente por atrito. Atualmente, vários sistemas têm sido utilizados no processo de construção de fôrmas para suportar o concreto durante a fase de execução das lajes. Entre esses sistemas, o *steel deck* constitui-se como um dos mais apropriados em termos de construção de lajes. Este sistema tem se transformado em tecnologia padrão nos países industrializados. É um processo largamente empregado na Europa, nos Estados Unidos e Japão, onde o seu uso destaca-se na construção de shopping centers, hotéis, hospitais, edifícios residenciais, edifícios comerciais ou garagens.

São diversas as funções das fôrmas de aço empregadas em lajes mistas. Além de suportarem os carregamentos durante a construção e funcionarem como plataforma de trabalho, contraentam lateralmente a estrutura, desempenhando o papel de diafragma

horizontal. Além disso, pelo fato de distribuírem as deformações por retração, evitam a fissuração excessiva do concreto. Os sistemas de lajes mistas apresentam algumas vantagens. Entre elas, pode-se citar a possibilidade de dispensa do escoramento da laje e a facilidade oferecida à passagem de dutos de eletricidade, comunicações, ar condicionado e de outros sistemas. Quando apresentam mossas, propiciam uma maior resistência mecânica ao cisalhamento, entre a fôrma de aço e o concreto. Além disso, por ser mais leve que outros sistemas, pode oferecer alguma economia no custo da fundação.

## 2.8 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

O comportamento misto é alcançado após o endurecimento do concreto da laje, quando a fôrma de aço transmite as tensões cisalhantes horizontais na interface com o concreto. A Figura 9 mostra os procedimentos de algumas ligações típicas em lajes mistas, os quais conferem o comportamento misto à estrutura:

- a) Ligações mecânicas fornecidas por saliências e reentrâncias (mossas) existentes na fôrma;
- b) Ligações por atrito, em perfis de chapa modelados numa fôrma reentrante;
- c) Ancoragem de extremidade fornecida por conectores tipo stud ou por outro tipo de ligação local, em combinação com a) e b);
- d) Ancoragem de extremidade obtida pela deformação das nervuras na extremidade da fôrma, em combinação com b).

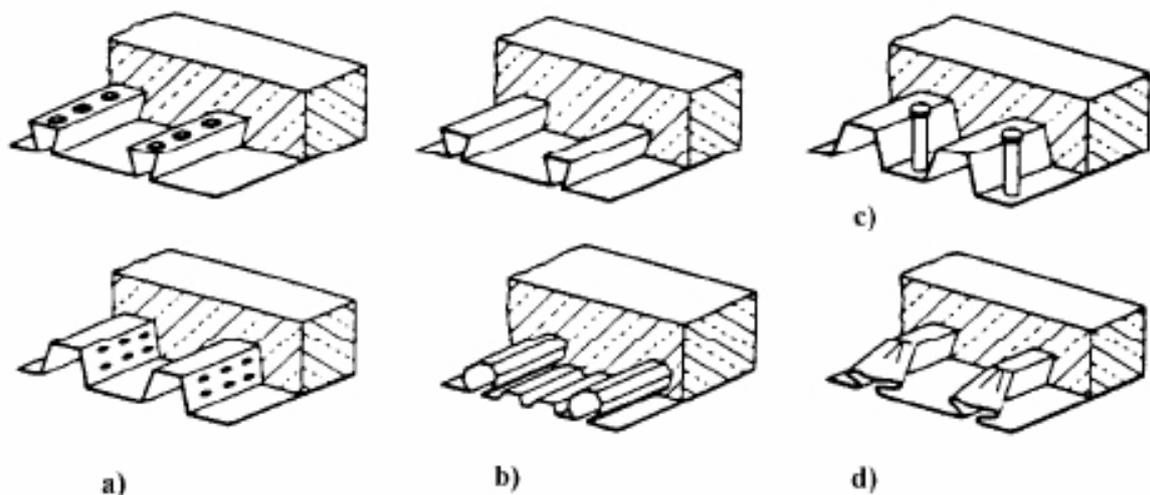


Figura 9 – Formas típicas de ligação em lajes mistas, MALITE (1990).

## 2.9 TRABALHOS REALIZADOS SOBRE CONECTORES DE CISALHAMENTO

### 2.9.1 Omar (2006)

O trabalho desenvolvido por Omar (2006) aborda o estudo de pilares de concreto armado, reforçados com concreto auto-adensável (CAA) nas faces de compressão, tração e compressão e tração simultaneamente, submetidos à flexo-compressão reta. Foram ensaiados oito pilares de seção transversal retangular de (120 x 250) mm<sup>2</sup>, com comprimento igual a 2000 mm, chamado de pilares originais. Os modelos foram moldados com concreto convencional de resistência nominal a compressão aos 28 dias igual a 30 MPa, com armadura longitudinal composta de quatro barras retas nervuradas de 10 mm de diâmetro, Figura 10.

Foram realizadas duas etapas de ensaios. Na primeira etapa, dois pilares de referência foram ensaiados até a ruptura (P1 e P2) e outros seis (P3, P4, P5, P6, P7 e P8) foram submetidos a um pré-carregamento correspondente a uma deformação próxima ao início do escoamento da armadura tracionada. A segunda etapa de ensaios consistiu no reforço mediante uso de concreto auto-adensável dos pilares originais pré-carregados na primeira etapa (P3, P4, P5, P6, P7 e P8) e no ensaio à ruptura dos mesmos.

Os pilares P3 e P4 foram reforçados na face tracionada com barras de aço longitudinais de 2  $\varnothing$  10,0 mm e 2  $\varnothing$  12,5 mm, sendo chamados de PT10 e PT12, respectivamente, revestidos com uma camada de CAA com 45 mm de espessura. Os pilares P5 e P6 foram reforçados nas faces tracionadas com barras longitudinais de 2  $\varnothing$  10,0 mm e 2  $\varnothing$  12,5 mm, respectivamente, e nas faces comprimida e tracionada com camadas de concreto auto-adensável, com espessura de 45 mm, sendo chamados, respectivamente, de PC45T10 e PC45T12.

Os pilares P7 e P8 foram reforçados nas faces comprimidas com uma camada de concreto auto-adensável, com espessuras de 35 e 55 mm, sendo chamados, respectivamente, de PC35 e PC55. A Figura 11 mostra a forma como cada pilar foi reforçado, bem como a configuração do tipo de conector usado para ligar o concreto do substrato ao concreto do reforço.

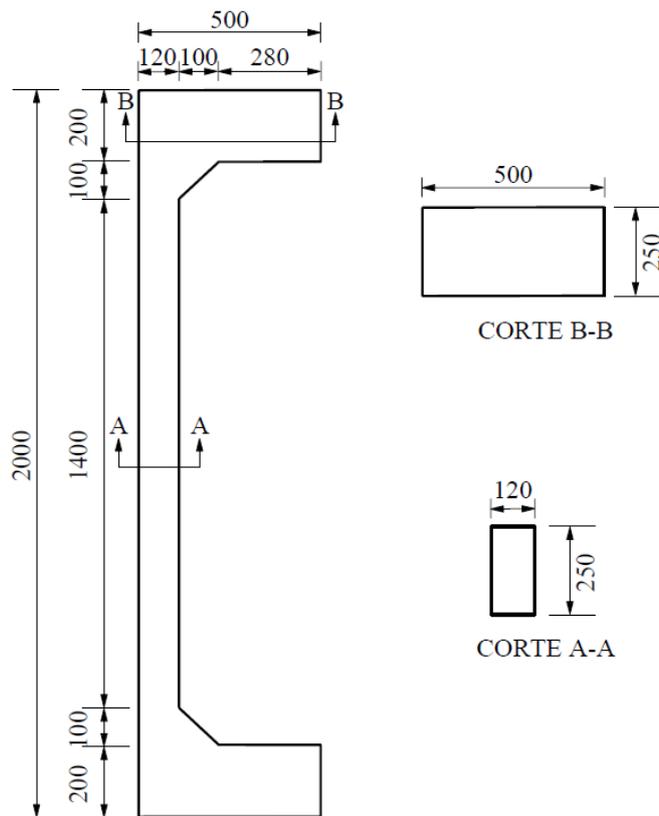


Figura 10 – Dimensões dos pilares ensaiados por Omar (2006), Sahb (2008) e Nascimento (2010)

Como o objetivo de deixar a superfície de ligação rugosa, foi feita escarificação manual utilizando-se ponteira e martelo. Após a escarificação, foram feitos furos para a colocação dos conectores de aço tipo “U” de diâmetro 5 mm espaçados a cada 50 mm ao longo de toda a superfície da interface. Esses conectores foram colados com resina epóxi, objetivando uma fixação mais rígida.

Antes da aplicação do concreto do reforço, a superfície escarificada foi saturada e não foi usado nenhum tipo de adesivo epóxi na região da junta. Após a realização dos ensaios, Omar (2006) verificou que os pilares reforçados na face tracionada, PT10 e PT12, apresentaram cargas de ruptura, respectivamente, 2,1 e 2,2 vezes maior que a carga de ruptura do pilar de referência (P1). Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da taxa de armadura. Os pilares PT10 e PT12, romperam de maneira dúctil com escoamento da armadura tracionada e esmagamento do concreto, à meia altura do pilar. Nos pilares PT10 e PT12 não houve indícios de deslocamento do concreto do reforço.

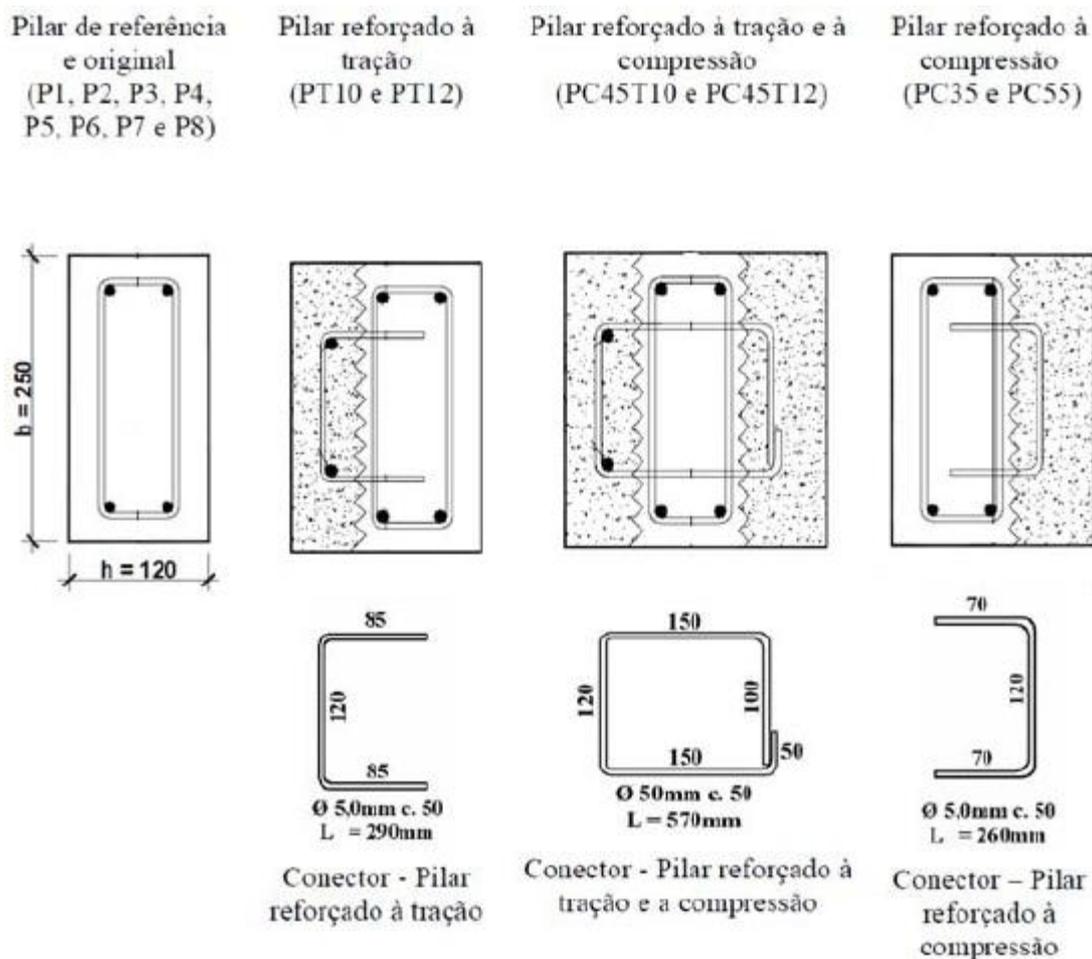


Figura 11 – Seção transversal dos pilares após reforço, Omar (2006)

Os pilares PC45T10 e PC45T12, apresentaram cargas de ruptura, respectivamente, 4,9 e 4,8 vezes superiores à carga de ruptura do pilar de referência (P1). Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da taxa de armadura. Os pilares PC45T10 e PC45T12, romperam de maneira frágil sem o escoamento da armadura tracionada e com esmagamento do concreto, à meia altura do pilar. Nos pilares PC45T10 e PC45T12 não houve indícios de deslocamento do concreto do reforço.

Os pilares PC35 e PC55 apresentaram carga de ruptura, respectivamente, 2,9 e 3,9 vezes a carga de ruptura do pilar de referência (P1). Esse ganho ocorreu devido ao aumento da seção transversal. Apenas os pilares reforçados na face comprimida (PC35 e PC55) apresentaram deslocamento do concreto do reforço, indicando que a aderência do concreto novo com o velho deve ser melhorada. Apesar do deslocamento do concreto, os pilares reforçados na face comprimida, apresentaram ganho de resistência maior do que os reforçados na face tracionada. Estes resultados indicam um aumento considerável na capacidade portante da peça, quando o reforço é feito na face comprimida do pilar.

Omar (2006) concluiu que o uso do concreto auto-adensável com o material para reforço foi satisfatório. A seção de reforço foi moldada sem que houvesse a segregação e o aparecimento de “brocas”. Quanto à aderência, o CAA do reforço trabalhou em conjunto com o concreto do substrato aumentando a capacidade portante dos pilares reforçados, ocorrendo deslocamento apenas para os pilares que foram reforçados somente na face comprimida.

### **2.9.2 Sahb (2008)**

Sahb (2008), dando seguimento ao trabalho de Omar (2006), realizou um programa experimental de reforço em pilares com concreto auto-adensável usando as mesmas dimensões adotadas por Omar (2006), Figura 10, tendo como objetivo principal evitar o deslocamento do concreto do reforço na região comprimida do pilar, quando submetidos à flexo-compressão reta.

Os pilares foram reforçados na face comprimida com uma camada de 35mm de concreto auto-adensável e uso de chumbadores de expansão mecânica do tipo parafuso parabolt como mostra a Figura 12. A variável utilizada foi a taxa de conectores de cisalhamento. Na primeira série (Série PA) foram ensaiados seis pilares, sendo um original sem reforço, um monolítico em concreto convencional e quatro reforçados. Na segunda série (Série PB) foram ensaiados quatro pilares, sendo um monolítico em concreto auto-adensável e três reforçados. A Tabela 2 apresenta a descrição dos pilares ensaiados.

Sahb (2008) observou que todos os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura superior à carga do pilar original de referência, confirmando o bom desempenho do método de reforço adotado. Nos pilares PA-R, PA-R3, PA-R5, PA-R9, PB-R5-4 e PB-R9 a ruptura foi do tipo frágil, com deslocamento da camada de reforço, entretanto esse deslocamento foi retardado com o aumento da taxa de conectores de cisalhamento. O pilar com a maior taxa de conectores de cisalhamento rompeu com deslocamento da camada de reforço e também foi evidenciada tendência de esmagamento do concreto na região central do pilar.

Todos os pilares reforçados tiveram seus deslocamentos horizontais reduzidos com o acréscimo da taxa de conectores de cisalhamento houve redução de deslocamento, provavelmente em função do aumento da rigidez do elemento. Tomando o pilar PB-M, como referência, Sahb (2008) concluiu que o pilar que apresentou deslocamento mais semelhante foi o PB-R9-8, que continha a maior taxa de conectores de cisalhamento.



Figura 12 - Modelo do conector de cisalhamento utilizado por SAHB (2008)

Comparando os pilares reforçados sem o uso de conectores de cisalhamento, foi observado que em todos os casos houve diminuição de deslocamentos horizontais. Nos pilares reforçados, PA-R5, PA-R9, PB-R5-4d e PB-R9d, houve uma mudança na sollicitação, ou seja, ao invés de as armaduras serem tracionadas, passaram a ser comprimidas, demonstrando que o reforço enrijeceu o elemento combatendo a flexão.

Nos pilares reforçados, as armaduras situadas na face mais tracionada ou menos comprimida não atingiram o escoamento à tração, uma vez que, exceto para os pilares PA-R3 e PB-R9-8 foram comprimidas. Sahb (2008) observou que os pilares monolíticos PA-M e PB-M apresentaram esmagamento do concreto, bem como o pilar original de referência PA-Ref. Dos pilares reforçados, o PB-R9-8 registrou deformação característica do esmagamento do concreto na face mais comprimida, porém não se pode concluir que ele tenha rompido por esmagamento, uma vez que ocorreu o deslocamento da camada de reforço na carga última. Nos demais pilares reforçados não foram evidenciados o esmagamento do concreto, todavia os diagramas apontam certa tendência.

Sahb (2008) concluiu que o concreto auto-adensável é viável quando utilizado com o material de reforço, no entanto, sua utilização requer maiores cuidados com as propriedades dos seus materiais constituintes e de sua dosagem. Os conectores de cisalhamento utilizados apresentaram bom desempenho, e nenhum rompeu por cisalhamento. Confirmando que a aplicação é viável.

Tabela 2- Descrição dos pilares ensaiados por Sahb (2008)

Nome	Série	Descrição
PA-Ref	A	Pilar original (120x250)mm
PA-M	AA	Pilar monolítico moldado com concreto convencional
PA-R	AA	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração
PA-R3	AA	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; três linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 600 mm
PA-R5	AA	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; cinco linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 300 mm
PA-R9	AA	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; nove linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 150 mm
PB-M	BB	Pilar monolítico em concreto auto-adensável com armadura de combate à retração
PB-R5-4d	BB	Pilar reforçado à compressão com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; cinco linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 300 mm e quatro linhas intermediárias com um conector de mesmo diâmetro; com um dente de 30 mm entre o reforço do pilar e a mísula do consolo
PB-R9d	BB	Pilar reforçado com 35 mm de CAA e armadura de combate a retração; nove linhas de dois conectores de cisalhamento de 8 mm de diâmetro espaçados a cada 150 mm; com um dente de 30 mm entre o reforço do pilar e a mísula do consolo

### 2.9.3 Nascimento (2009)

Nascimento (2009), dando prosseguimento aos trabalhos realizados por Omar (2006) e Sahb(2008) moldou nove pilares reforçados com concreto auto-adensável na região comprimida e submetidos à flexo-compressão reta. Na região da interface de ligação foram usados conectores de forma a garantir a união entre o reforço e substrato, a fim de evitar o deslocamento do concreto do reforço como evidenciado nas pesquisas de Omar(2006) e Sahb (2008).

Para cada pilar reforçado a localização desses conectores foi diferenciada, com a finalidade de se obter uma ligação satisfatória, de forma a favorecer o trabalho monolítico da peça e evitar a ruptura do pilar pelo deslocamento do reforço. O pilar P1, original de referência, com seção transversal de 120 x 250 mm, Figura 10 mostra a peça original em concreto convencional sem nenhum tipo de reforço. O pilar P2, denominado monolítico de referência, representa o limite superior de resistência e modo de ruptura que um pilar

reforçado, com as mesmas características, deveria alcançar. A figura 13 mostra as seções transversais dos pilares ensaiados por Nascimento (2009).



Figura 13 – Características das seções transversais dos pilares ensaiados por NASCIMENTO (2009)

Para aumentar a resistência ao cisalhamento na ligação entre os dois concretos, foram abertos sulcos na face comprimida, de forma que a armadura transversal do pilar ficasse descoberta em uma posição pré-escolhida, permitindo que o conector do reforço fosse amarrado ao estribo original da peça. A Figura 14 mostra as características geométricas do conector utilizado por Nascimento (2009). Os sulcos tiveram sua quantidade e localização variada nos modelos reforçados. A simples existência dos sulcos colaborou para haver um ganho de resistência, contribuindo com a aderência entre os concretos do substrato e reforço.

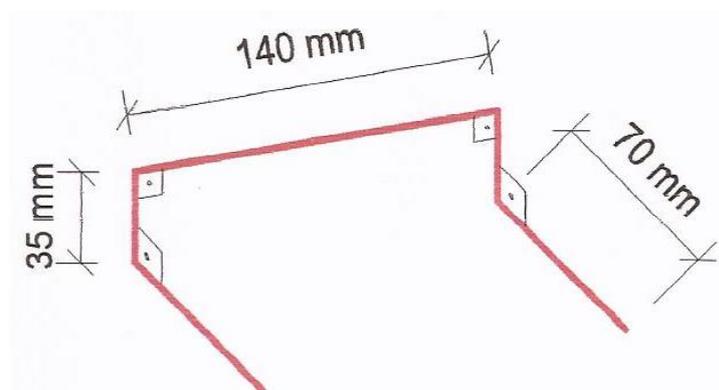


Figura 14 – Conector utilizado no reforço dos pilares ensaiados por NASCIMENTO (2009)

Para a concretagem do reforço, a superfície foi escarificada, em toda a face comprimida, utilizando-se a técnica do jato de areia. Após o procedimento de escarificação, os sulcos para colocação dos conectores foram abertos. As Figuras 15 e 16 mostram respectivamente o procedimento de abertura dos sulcos e os conectores já posicionados e amarrados aos estribos para serem concretados.



Figura 15 – Execução dos sulcos para colocação dos conectores, NASCIMENTO (2009)

Nascimento (2009) conclui que não só a quantidade, mas principalmente a localização dos conectores utilizados na ligação entre substrato e reforço, é imprescindível para um bom resultado de ganho de resistência e modo de ruptura, visto que quanto mais próximo do centro estiver localizado o conector maior é o deslocamento horizontal medido à meia altura do pilar.

Reforçar um pilar submetido à flexo-compressão com conectores mais afastados do centro possibilita que os valores das cargas de ruptura desejáveis sejam devidamente alcançados, embora não garanta um modo de rupturas seguro. Para tanto, é necessário que seja respeitado um espaçamento mínimo entre os conectores do reforço, que vão garantir o trabalho monolítico da peça, possibilitando uma ruptura sem deslocamento do concreto do reforço. Como bom desempenho alcançado pelo pilar reforçado P8, acredita-se que o valor do espaçamento a ser utilizado, para as condições apresentadas em seu trabalho, seja de no máximo 250 mm.



Figura 16 – Colocação dos conectores do reforço, NASCIMENTO (2009)

#### 2.9.4 Santos (2006)

Com intuito de investigar o comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela adição de concreto e aço apenas na zona tracionada de concreto, foram moldadas quatro vigas que tinham inicialmente seção transversal retangular de (150 x 400) mm<sup>2</sup> e 4500 mm de comprimento. Todas as vigas foram bi-apoiadas e carregadas com uma carga no meio do vão de acordo com o esquema de ensaio da Figura 17.

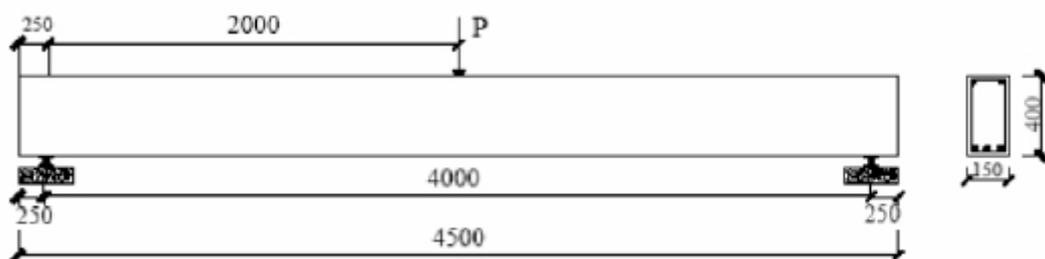


Figura 17 – Esquema de ensaio das vigas, SANTOS (2006)

Duas dessas vigas foram reforçadas à flexão tendo diferentes taxas de armadura de reforço, por encamisamento parcial (V1R e V2R), enquanto que as outras duas serviram como referência (REF1 e REF2). AREF2 tinha armadura de flexão próxima à armadura balanceada, já a REF1 tinha armadura de flexão aproximadamente igual à metade da REF2. Todas as vigas foram dimensionadas para romperem à flexão. Na Figura 18 mostra a característica geométrica do reforço utilizado por Santos, enquanto que nas Figuras 19 e 20, mostram os detalhamentos das armaduras originais e de reforço.

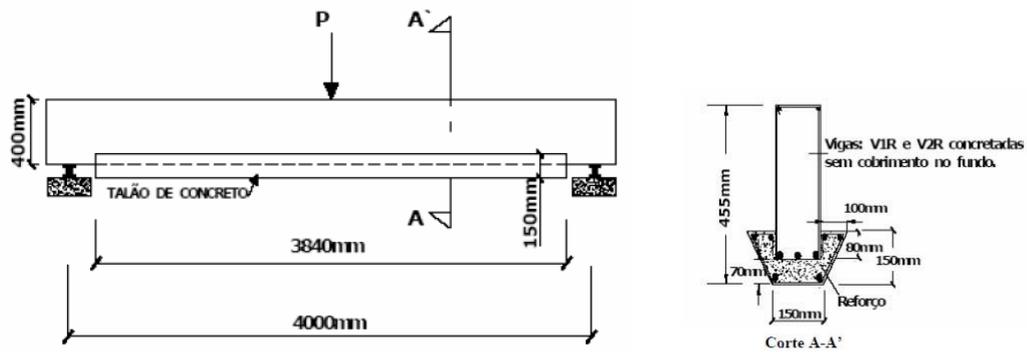


Figura 18 – Características geométricas do reforço, SANTOS (2006)

As vigas REF1 e REF2 foram ensaiadas em um único ciclo de carregamento, enquanto que as V1R e V2R foram submetidas a dois ensaios. No primeiro (pré-fissuração), houve dois ciclos de carregamento até uma carga de aproximadamente 80% da de ruptura teórica. No segundo, realizado com as vigas já reforçadas, as vigas foram carregadas até a ruína em um único ciclo. Na data dos ensaios, a resistência média à compressão do concreto da viga e do reforço correspondia a 40 MPa e 32 MPa, respectivamente.

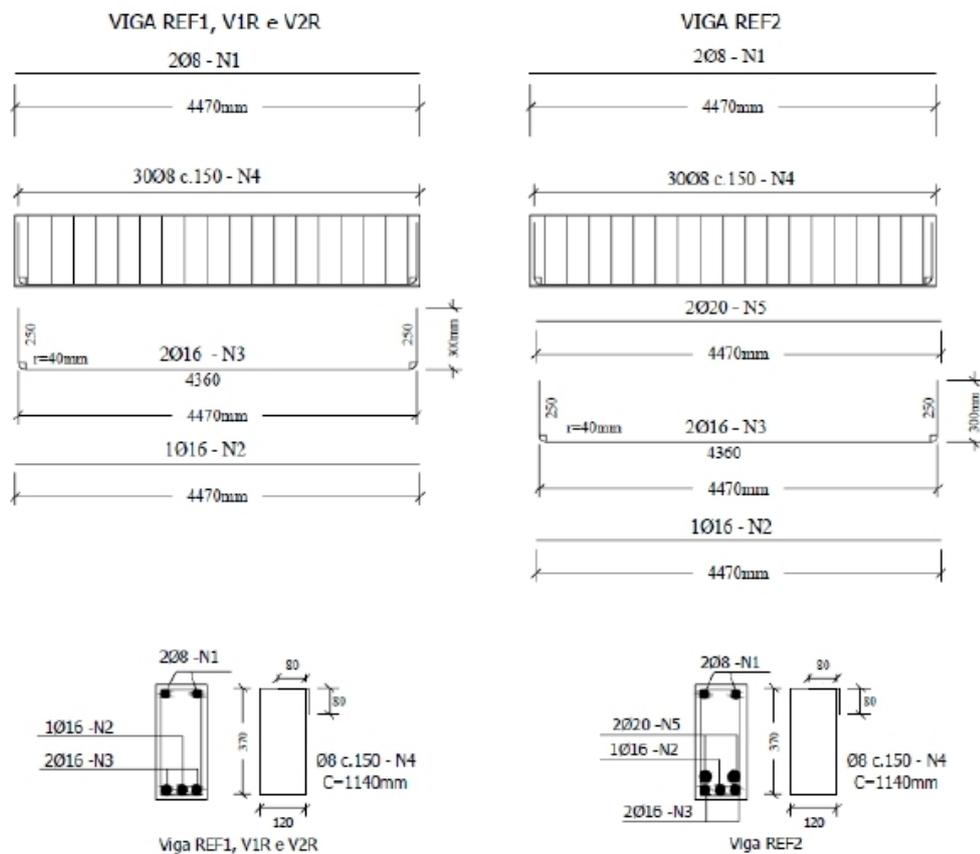


Figura 19 – Detalhamento das armaduras originais das vigas, SANTOS (2006)

Após a pré-fissuração, as vigas V1R e V2R, foram apicoadas na região onde haveria a ligação como reforço com auxílio de uma talhadeira elétrica. A profundidade do apicoamento foi de aproximadamente 15 mm, possibilitando a visualização das armaduras internas da viga (longitudinal de tração e transversal). Pouco antes da concretagem do reforço, a superfície das vigas onde ficaria o reforço foi umedecida com esponja.

As dimensões e a forma trapezoidal do talão de reforço visaram menor consumo de concreto e área de contato com a viga que possibilitasse a ligação adequada entre esses dois elementos. Conectores de cisalhamento de expansão mecânica na zona lateral da área de contato viga-reforço também colaboraram para melhorar a ligação viga-reforço e serviram para posicionar a armadura do reforço, (Figura 20).

Todas as vigas romperam por escoamento da armadura longitudinal de tração (tanto da viga como do reforço), seguido do esmagamento do concreto na seção de momento máximo, ou seja, todas tiveram comportamento dúctil. A Tabela 3 apresenta os resultados teóricos e experimentais das vigas ensaiadas. Observa-se que as cargas teóricas de ruptura obtidas segundo a NBR6118 (ABNT, 2003), a partir dos valores experimentais da resistência dos materiais são, em média, 14% inferiores às cargas de ruptura obtidas experimentalmente. A capacidade resistente das vigas foi aumentada em até 81% com a adição do reforço à flexão.

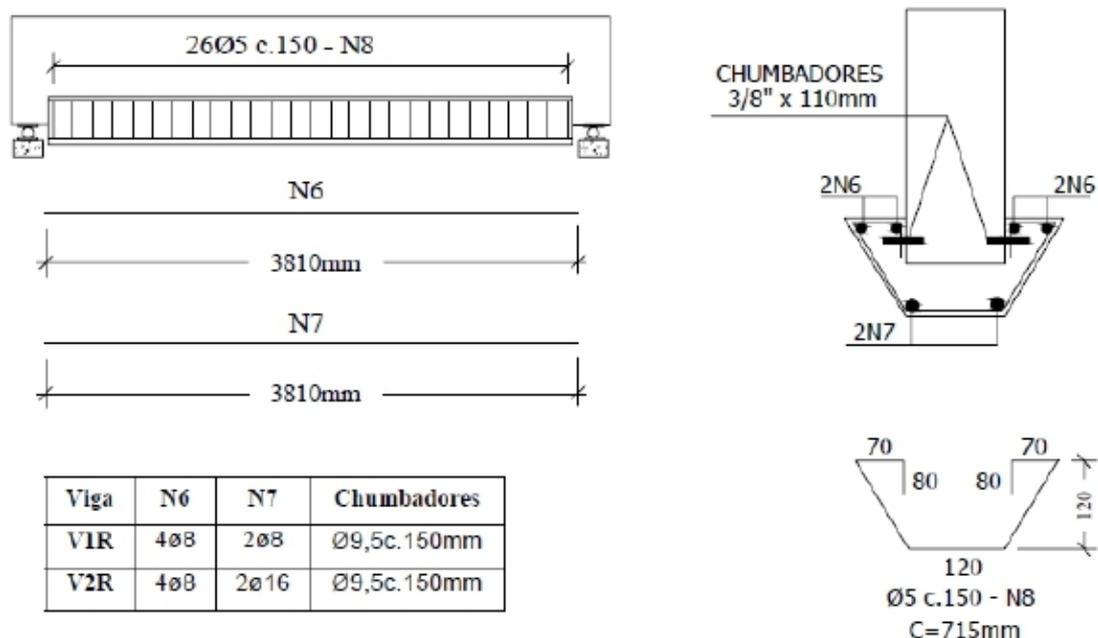


Figura 20 – Detalhamento das armaduras de reforço das vigas, SANTOS (2006)

Houve redução nas deformações das barras longitudinais originais das vigas reforçadas em relação à de referência indicando que houve ação conjunta entre as armaduras da viga e do reforço. O fato de terem sido observadas poucas fissuras na interface entre os concretos da viga e do reforço e o comportamento dos elementos reforçados em termos de flechas, de formações nas armaduras e no concreto, carga de ruptura e modos de ruína são indicadores do comportamento monolítico dos elementos reforçados.

Alguns fatores foram fundamentais na integração eficaz da viga com o reforço, dentre os quais o preparo das superfícies, a área de contato viga-reforço e a contribuição dos conectores de cisalhamento de expansão na resistência da seção de ligação às tensões cisalhantes. Foi constatado que uma eficiente aderência pode ser obtida na ligação entre os concretos da viga e do reforço sem o uso de adesivo, estando à superfície do concreto da viga devidamente apicoada e apenas umedecida.



Figura 21 – Operação de fixação dos conectores de cisalhamento nas vigas, SANTOS (2006)

Tabela 3-Resultados teóricos e experimentais das vigas ensaiadas por SANTOS (2006).

VIGA	$\rho$ (%)	d (mm)	$P_u$ (KN)	$P_{u,exp.}$ (KN)	$P_{u,ext}/P_u$ (KN)	R	
						REF 1	REF 2
REF 1	1,08	369	112	129,5	1,16	1,44	-
V1 R	1,66	360	156	186,4	1,19	1,81	1,00
V2 R	2,12	377	212	234,9	1,11		
REF 2	2,33	351	197	219,3	1,11		

Onde

$P_u$ = Carga de ruptura teórico

$P_{u,exp}$  = Carga de Ruptura Experimental

R= Razão entre carga de ruptura experimental da viga reforçada e a carga de ruptura experimental das vigas de referencia.

### 2.9.5 Sá (1993)

Sá (1993), com o objetivo de verificar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas como aumento da altura, especialmente na seção de ligação entre os dois concretos, moldou três séries de cinco vigas cada com as características mostradas na Figura 22.

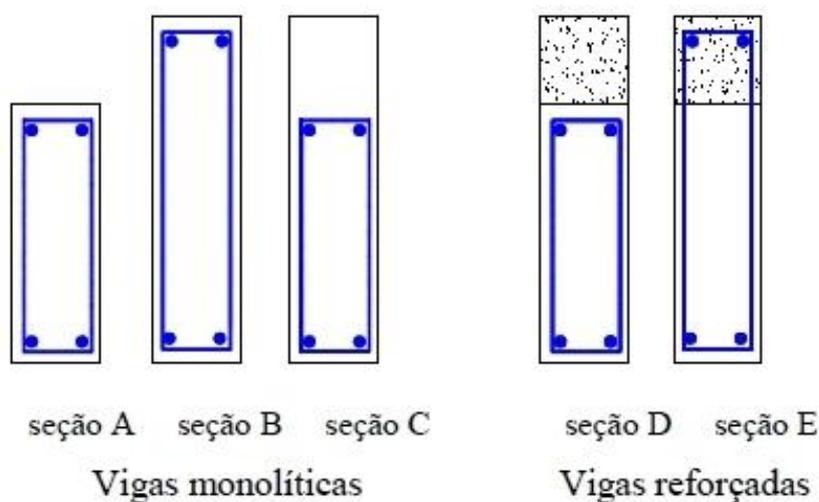


Figura 22 – Tipos de seção transversal das vigas ensaiadas por SÁ (1993)

A preparação do substrato das vigas reforçadas foi feita através do apicoamento manual da superfície. Em seguida, a região apicoada foi escovada, lavada e no momento da concretagem do reforço o substrato esteve sempre umedecido para reduzir ao mínimo a perda de água do novo concreto. Em uma das vigas reforçadas, Viga E, além da preparação do substrato, foi colocada uma armadura transversal para ligar o concreto do substrato ao concreto do reforço, como mostra a Figura 22. As médias dos valores de carga de escoamento da armadura e de ruptura estão na Tabela 4 apresenta os resultados obtidos por Sá (1993).

Tabela 4 -Resultados obtidos por Sá (1993)

VIGA	$P_Y(KN)$	$P_U(KN)$
A	37,0	44,0
B	54,5	62,7
C	51,3	62,4
D	50,0	56,1
E	51,3	58,5

Sá (1993) concluiu que:

- a) Até atingir a carga de escoamento da armadura, o reforço nas vigas foi bastante eficiente, pois o comportamento das vigas D e E foi semelhante ao das vigas C e B respectivamente, e bem superior às vigas tipo A;
- b) Para cargas próximas à de ruptura há uma diferença maior entre as vigas reforçada se monolíticas, não tendo, porém, tanto significado prático, pois as peças são dimensionadas para trabalharem em serviço;
- c) Para as condições estudadas por Sá (1993), o simples apicoamento seguido de limpeza e umedecimento do substrato, além da aplicação de um concreto bem dosado, foi suficiente para garantir uma boa aderência entre a peça a ser reforçada e o novo material de reforço, pois não houve o surgimento de fissuras horizontais na região da junta evidenciando a total transferência de esforços.

### 2.9.6 Ando e Moreno (2000)

Ando e Moreno (2000) tiveram como principal objetivo um estudo sobre o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pelo acréscimo de altura no banzo comprimido. Duas vigas de concreto armado com dimensões e armaduras transversal e longitudinal idênticas foram executadas (VT e VR-PRÉ). Uma camada de concreto de 5 cm de altura foi adicionada ao banzo comprimido de uma delas. Uma terceira viga (VR-PÓS) foi executada com as características finais da viga reforçada anterior.

A viga VT foi concretada em uma única etapa com concreto de resistência à compressão de 35 MPa com seção transversal (150 x 200) mm<sup>2</sup>. A viga VR-PRÉ, (150 x 200) mm<sup>2</sup>, também foi concretada de uma só vez, mas com concreto de 35 MPa (concreto do substrato) para os 150 milímetros acima da face inferior da viga e 75 MPa (concreto do

reforço) para os 50 mm restantes. A viga VR-PÓS (150 x 250) mm<sup>2</sup> foi executada em duas etapas, sendo uma para cada tipo de concreto. Vinte oito dias após a concretagem da primeira etapa, o substrato foi perfurado para a colocação de uma armadura transversal de conexão com a finalidade de conectar a armadura transversal já existente à camada de reforço.

A armadura longitudinal destas duas vigas foi constituída por três barras de 20,0 mm de diâmetro, aço CA50. A tensão de escoamento,  $f_y$ , de 515,8 MPa, deformação de início de escoamento,  $\epsilon_y$  de 2,6 ‰ e módulo de deformação longitudinal,  $E_s$  de 202GPa . A armadura transversal destas vigas foi constituída por estribos verticais de 6,3mm, de aço CA60, posicionados a cada 12,5 cm, tensão de escoamento,  $f_y$ , de 635,4 MPa, deformação de início de escoamento,  $\epsilon_y$  de 5,2 ‰ e módulo de deformação longitudinal de 202,4 GPa. A Figura 23 mostra a seção transversal das vigas ensaiadas por Ando e Moreno.

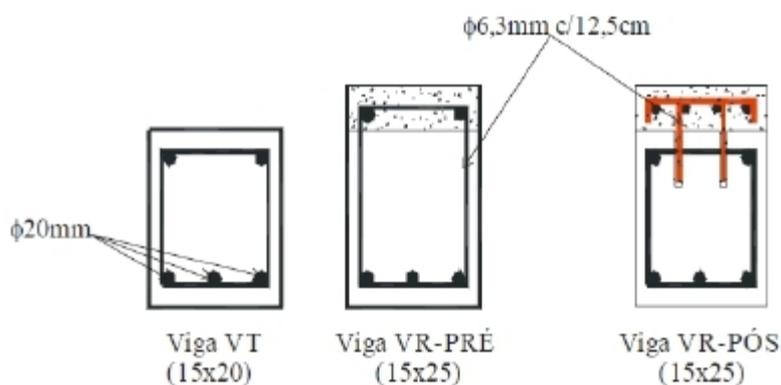


Figura 23 – Tipos de seção transversal das vigas ensaiadas por Ando e Moreno (1993)

As vigas foram dimensionadas de maneira que a situação última de ruptura fosse caracterizada pelo escoamento da armadura longitudinal, de maneira que, a ligação entre as camadas e conseqüentemente os procedimentos de ligação adotados fossem analisados de forma efetiva. A Tabela 5 apresentam os valores de momento máximo obtidos experimentalmente em cada viga e os valores calculados teoricamente.

Tabela 5 - Resultados obtidos por Ando e Moreno ( 2000)

VIGA TIPO	$M_{exper}(KN.m)$	$M_{Teórico}(KN,m)$	Forma de Ruptura
VT	53,1	50,0	Força Cortante-Flexão
VR-PÓS	78,4	87,2	Força Cortante-Flexão
VR-PRÉ	78,1	87,2	Força Cortante-Flexão

Para a viga VT, a ruptura se deu por escoamento da armadura longitudinal antes que a armadura transversal iniciasse seu escoamento, enquanto que as vigas reforçadas romperam por força cortante - flexão, com escoamento da armadura transversal antes da longitudinal, seguido pelo esmagamento do concreto da região comprimida na extremidade da fissura de cisalhamento que evoluiu até o ponto de aplicação do carregamento.

Deste modo, a diferença observada para a ruptura das vigas reforçadas e sem reforço foi em relação ao início de escoamento da armadura transversal – na viga testemunho (VT). Esta armadura iniciou seu escoamento depois do início de escoamento da armadura longitudinal e nas vigas reforçadas este início de escoamento se deu antes do início de escoamento da armadura longitudinal.

Ando e Moreno (2000) concluíram que:

- a) A viga reforçada de acordo com os procedimentos propostos neste trabalho teve sua capacidade resistente à flexão aumentada em aproximadamente 46% em relação à viga não reforçada (VT);
- b) A diferença entre os momentos últimos, teórico e experimental, obtidos para a viga reforçada deve-se ao fato de que, nessa viga, a armadura transversal entrou em escoamento antes da armadura longitudinal, reduzindo a capacidade resistente à flexão esperada para tal viga reforçada. No caso dessa viga, o reforço à flexão deveria ter sido acompanhado por um reforço ao esforço cortante; se assim fosse feito, certamente o momento último experimental teria se aproximado do valor teórico esperado (escoamento da armadura longitudinal);
- c) Os procedimentos adotados em relação ao dimensionamento da armadura transversal de conexão e sua colocação (ancoragem foi incrementada com o emprego de adesivo epóxi) foram eficientes pois o comportamento das vigas VR-PRÉ e VR-PÓS foi idêntico em relação à evolução das tensões na armadura longitudinal e aos deslocamentos verticais, mesmo que não tenha sido feita qualquer preparação do substrato e colocação de adesivo estrutural para incremento de aderência entre os dois concretos;
- d) Aderência entre concreto novo e velho foi garantida devido à utilização de sílica ativa na produção do concreto do reforço e à maneira como foi preparado

o substrato para o recebimento do novo material: escarificação manual e limpeza, sem a utilização de qualquer adesivo epóxi entre as camadas.

## 2.10 VERIFICAÇÃO DE VIGAS DE SEÇÃO T

Para vigas com seção transversal T, a NBR 6118 (ABNT, 2007) permite adotar como largura colaborante da mesa  $b_f$ , a largura da viga  $b_w$  acrescida de no máximo 10% da distância  $a$  entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que haja laje colaborante e quando a ação conjunta de lajes e vigas não for considerada no dimensionamento da estrutura. Estas vigas podem ser analisadas de duas formas, em função da posição da linha neutra. Quando a linha neutra está localizada na nervura, o procedimento de análise recomendado na literatura é o mostrado na Figura 24.

Conforme o item 18.3.7 da NBR 6118 (ABNT, 2014): “Armaduras de ligação mesa-alma, dispõem sobre a necessidade de colocação dessa armadura em seções calculadas como T, na forma seguinte: As armaduras de flexão da laje, existentes no plano de ligação, podem ser consideradas como parte da armadura de ligação, complementando-se a diferença entre ambas, se necessário. A seção transversal mínima dessa armadura, estendendo-se por toda a largura útil e ancorada na alma, será de  $1,5 \text{ cm}^2$  por metro”.

As equações (1) a (7) podem então ser utilizadas para determinação do momento fletor resistente das vigas com seção transversal T, onde o plano neutro se situa abaixo da mesa. Quando a linha neutra se encontra no plano da ligação entre mesa e alma, ou acima, o procedimento de verificação é o mesmo recomendado para vigas de seção transversal retangular, mas com largura  $b_f$ .

Algumas normas proíbem o cálculo de vigas como seção T em vãos em que existia carga concentrada. Outras permitem o cálculo desde que se reduza o valor de  $b_f$  com a aplicação de um fator de redução  $(1 - M_P/M_T)$ , em que  $M_P$  é o momento da carga concentrada e  $M_T$  é o momento da carga total (MORAES, 1982). A norma brasileira não aborda essa questão.

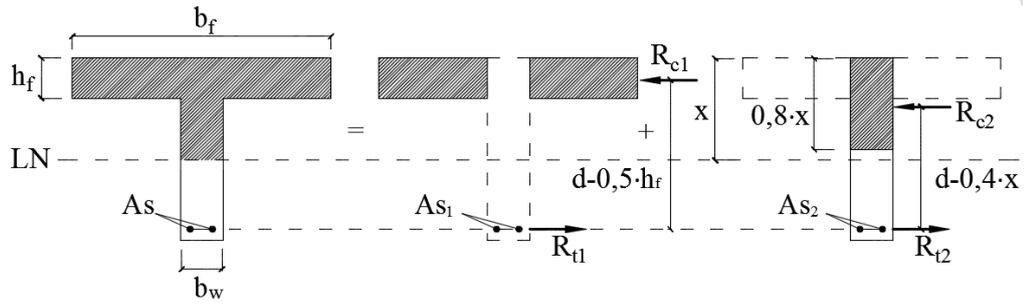


Figura 24 – Procedimento de análise de vigas de seção T, Oliveira (2015)

$$M_{abas} = R_{c1} \cdot z_1 \quad \text{Eq. (1)}$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_s}{0,8 \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b_f} \quad \text{Eq. (2)}$$

$$M_{abas} = 0,85 \cdot f_c \cdot h_f \cdot (b_f - b_w) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \quad \text{Eq. (3)}$$

$$M_{nervura} = R_{c2} \cdot z_2 \quad \text{Eq. (4)}$$

$$M_{nervura} = 0,8 \cdot 0,85 \cdot x \cdot f_c \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \text{Eq. (5)}$$

$$A_s = \frac{M_{abas}}{(d - 0,5 \cdot h_f) \cdot f_c} + \frac{M_{alma}}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_s} \quad \text{Eq. (6)}$$

$$M_R = M_{abas} + M_{nervura} \quad \text{Eq. (7)}$$

Onde:

- $A_s$  é a área necessária de armadura;
- $f_s$  é a tensão atuante no aço;
- $f_c$  é a resistência à compressão do concreto;
- $b_f$  é a largura da mesa;
- $d$  é a altura útil da seção transversal;
- $b_w$  é a largura da nervura.

Para estimar a capacidade resistente ao cisalhamento de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), tanto a diagonal comprimida quanto a zona tracionada são consideradas satisfatórias quando se verificam as condições apresentadas pelas equações (8) e (9), com o modelo de cálculo I, que fornece os menores valores estimados.

$$V_{Rd2,I} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Eq.(8)}$$

$$V_{Rd3,I} = V_c + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \quad \text{Eq. (9)}$$

Considerando o modelo de cálculo adotado e de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007),  $V_c = V_{c0}$  na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção. Tem-se então a contribuição de cálculo do concreto ao cisalhamento expressa pela equação (10).

$$V_c = V_{c0} = 0,09 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Eq. (10)}$$

Onde:

- $f_{ck}$  é a resistência à compressão característica do concreto;
- $f_{cd}$  é a resistência à compressão de cálculo do concreto;
- $A_{sw}$  é a área da seção transversal da armadura de cisalhamento;
- $f_{ywd}$  é a tensão de escoamento de cálculo da armadura de cisalhamento, limitada a 435 MPa;
- $\alpha$  é a força cortante resistente de cálculo para as diagonais comprimidas do concreto.

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Foram ensaiadas três vigas de seção transversal T não monolítica visando representar ligações laje-viga retangular onde a viga é conectada posteriormente à laje com o auxílio de conectores de cisalhamento, simulando uma situação de reforço com a inserção de uma viga para redução do vão da laje e, conseqüentemente, dos esforços solicitantes. As mesas e nervuras (vigas retangulares) ensaiadas foram moldadas separadamente e depois solidarizadas sem qualquer tratamento superficial (escarificação) e suas dimensões são mostradas na Figura 25, que foram as dimensões utilizadas para estimar a resistência teórica de todas as vigas. A armadura de flexão da nervura apresentou seis barras de aço CA-50 com diâmetro de 12,5 mm distribuídas em duas camadas, espaçadas de 20 mm. As armaduras das mesas das vigas T foram compostas por barras de 5,0 mm de diâmetro em aço CA-60 espaçadas ao longo do eixo longitudinal de 150 mm e de 100 mm paralelamente ao mesmo eixo. As armaduras de cisalhamento utilizadas nas nervuras foram iguais, sendo compostas por estribos de 5,0 mm de diâmetro espaçados de 120 mm. O cobrimento de concreto nas faces da nervura e na face inferior da mesa foi de 10 mm, resultando em uma altura útil de 212,5 mm, dentro de uma altura total da seção de 250 mm. A Figura 26 mostra detalhes das armaduras das mesas e nervuras das vigas.

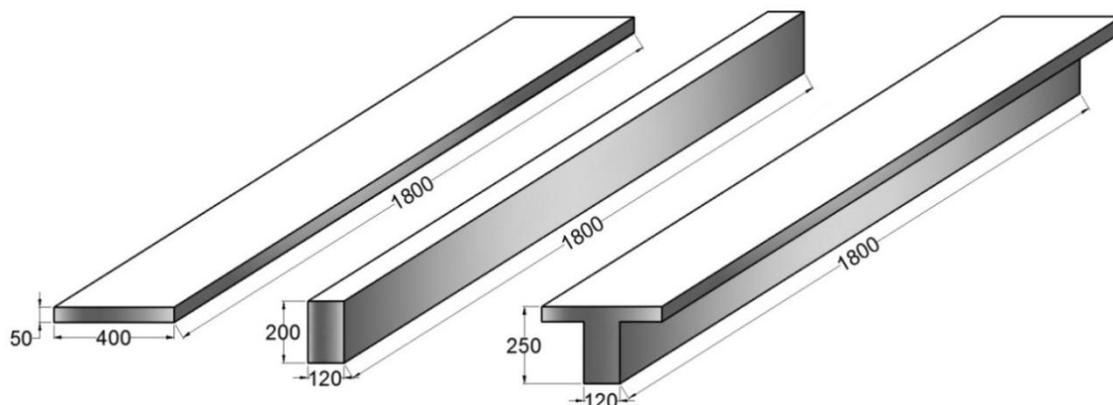


Figura 25 – Dimensões das vigas T não monolíticas, Oliveira (2015)

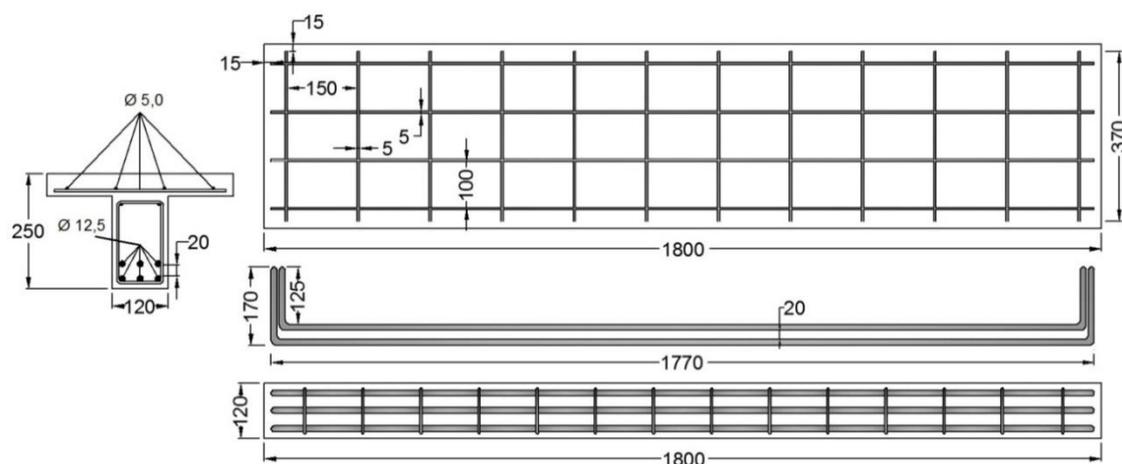


Figura 26 – Detalhes das armaduras, Oliveira (2015)

Na Figura 27 são mostrados os três passos consecutivos para confecção das seções transversais T não monolíticas, uma vez que houve um intervalo de 30 dias entre a execução dos passos 1 e 3. Confeccionou-se inicialmente a mesa e posteriormente foram realizados pares de furos ao longo de seu eixo longitudinal, onde mais tarde foram embutidos os conectores de cisalhamento. As vigas VT-01, VT-02 e VT-03 receberam conectores de cisalhamento com diâmetros de 6,3, 8,0 e 10,0 mm, respectivamente. Todos os conectores partem da face superior da mesa, onde o trecho de 50 mm correspondente é fixado ao concreto com aplicação de adesivo estrutural à base de resina epóxi.

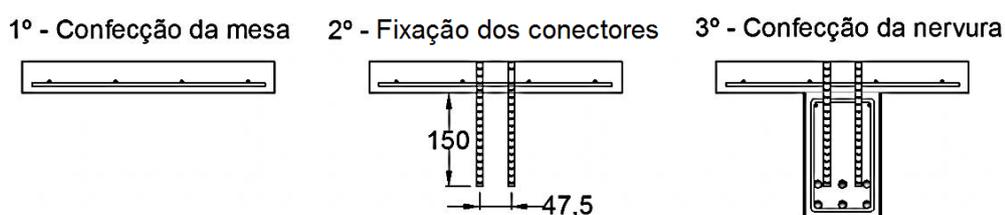


Figura 27 – Sequência para confecção das vigas T não monolítica, OLIVEIRA (2015)

Os conectores adentraram 150 mm nas nervuras, onde a aderência entre aço e concreto é garantida unicamente pela resistência do concreto endurecido, curado até os 28 dias para garantir uma boa ancoragem. Ressalta-se que o diferencial entre as vigas T ensaiadas foi basicamente o diâmetro dos conectores, sendo o vão de cálculo igual a 1.600 mm e as demais características comuns a todas as vigas. Na Figura 28 são mostrados os espaçamentos entre eixos de conectores, que se afastam em 150 mm no sentido longitudinal e

47,5 mm no sentido perpendicular ao comprimento da viga, independente dos diâmetros dos mesmos. A Tabela 6 resume as informações apresentadas.

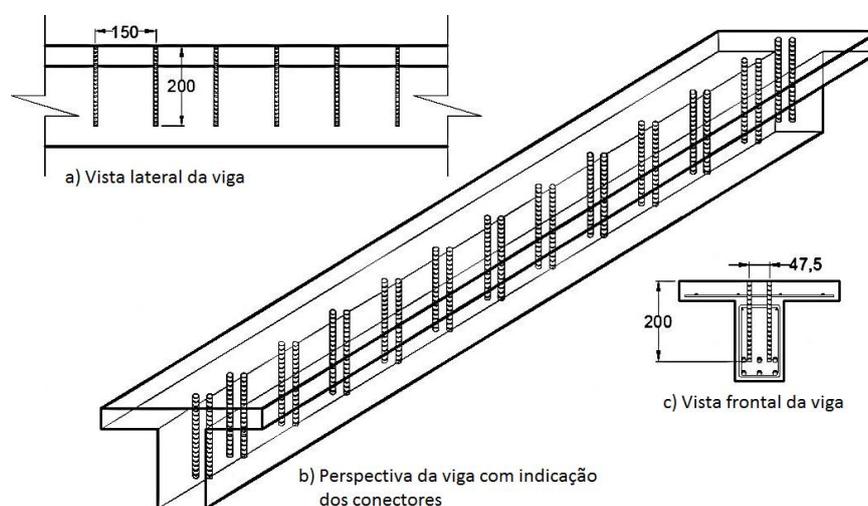


Figura 28 – Posicionamento dos conectores de cisalhamento nas vigas, OLIVEIRA (2015)

Tabela 6 - Armaduras das vigas

Viga T	Flexão	Cisalhamento	Conectores
VT-01	6 Ø 12,5	Ø 5,0 c 120	26 Ø 6,3
VT-02			26 Ø 8,0
VT-03			26 Ø 10,0

### 3.1 SISTEMA DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO

Para a realização dos ensaios foi utilizado um pórtico para reagir aos esforços gerados pelo cilindro hidráulico, o qual transferiu para as vigas analisadas duas forças iguais e equidistantes dos apoios (ensaio de Stuttgart). As vigas foram apoiadas em aparelhos específicos e distantes 100 mm das extremidades das nervuras. Foram utilizados extensômetros elétricos de resistência para monitoramento das deformações do concreto e do aço no meio do vão, posicionados na superfície superior da mesa e em uma barra da armadura de flexão, respectivamente. Os deslocamentos verticais foram monitorados com o auxílio de um deflectômetro analógico posicionado sob a viga e no meio do vão, de acordo com a Figura 29.

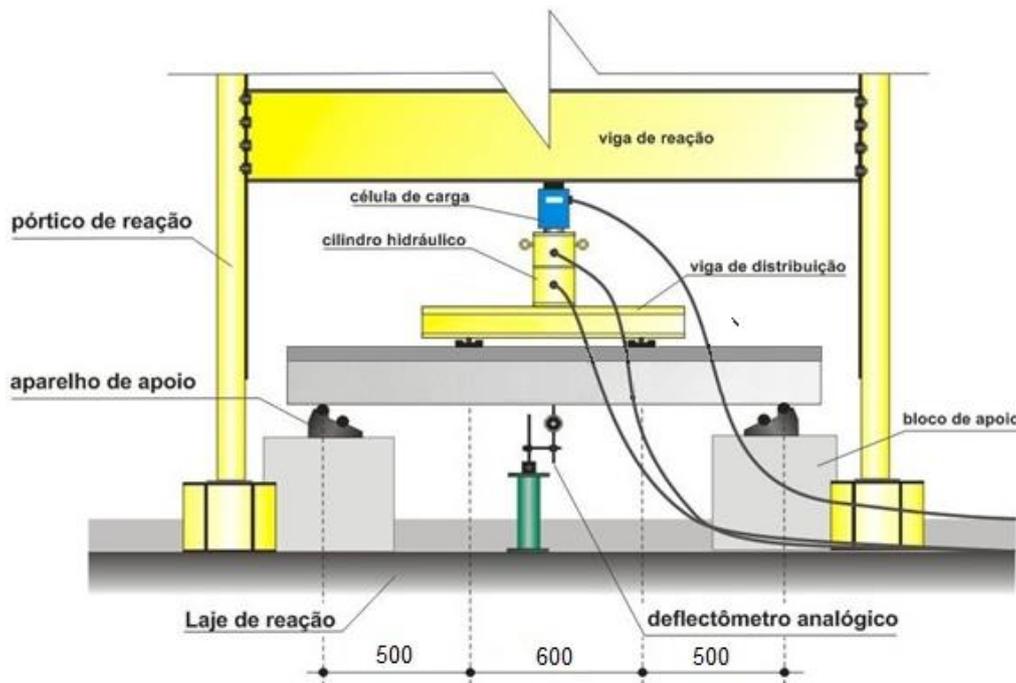


Figura 29 – Sistema de ensaio, OLIVEIRA (2015)

## 4 RESULTADOS

### 4.1 MATERIAIS (CONCRETO, AÇO E ADESIVO ESTRUTURAL)

O concreto utilizado foi dosado com cimento Portland CII-Z 32. A resistência à compressão ( $f_{c28}$ ) foi obtida de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007), através de ensaios em corpos-de-prova cilíndricos aos 28 dias de idade, moldados e curados obedecendo às recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2003). A Tabela 7 apresenta as resistências médias dos concretos e módulos de elasticidade. Os módulos de elasticidade ( $E_{cs}$ ) foram estimados de acordo com o CEB-FIP MC90 1993, empregando a equação (11), que usa a equação (12) para a obtenção da resistência média  $f_{cm}$  a partir da resistência característica  $f_{ck}$ , aqui igualada a  $f_{c28}$ . O módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) é dado, então, conforme equação (13). Já resistência à tração ( $f_{ctm}$ ) foi estimada com a equação (14), também recomendada pelo CEB-FIB MC90 (1993).

Foram aleatoriamente retiradas três amostras de cada lote de barras de aço utilizadas nas armaduras para caracterização através de ensaios de tração axial, seguindo as recomendações da NBR ISO 6892 (ABNT, 2002). As amostras ensaiadas apresentaram os valores médios apresentados na Tabela 8. A fixação dos conectores de cisalhamento nas

mesas foi realizada com a aplicação o adesivo SIKADUR 32, um produto da marca SIKA, que é um adesivo estrutural à base de resina epóxi de média viscosidade, bi componente e de pega normal, especialmente formulado para ancoragens em geral e união de concreto velho com concreto novo. Os adesivos de base epóxi são polímeros fornecidos em dois componentes: monômero e catalisador. A vida útil da mistura é de aproximadamente 35 minutos, porém as curas inicial e final ocorrem apenas após cinco horas e sete dias, respectivamente. Após a cura final, estima-se a resistência à compressão em aproximadamente 60 MPa. A Figura 30 mostra os conectores de cisalhamento posicionados ao longo da mesa.

$$E_c = 21.500 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \quad \text{Eq. (11)}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad \text{Eq. (12)}$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_c \quad \text{Eq. (13)}$$

$$f_{ctm} = 1,40 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} \right)^{2/3} \quad \text{Eq. (14)}$$

Tabela 7- Propriedades mecânicas do concreto

Utilização	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$E_{cs}$ (GPa)
Mesa	40	3,5	30,8
Nervura	23	2,4	26,6

Tabela 8 - Propriedades mecânicas dos aços

Ø (mm)	$f_{ys}$ (MPa)	$\epsilon_{ys}$ (‰)	$E_s$ (GPa)
5,0	565	4,9	191,5
6,3	570	4,3	242,6
8,0	555	2,7	201,8
10,0	565	2,4	230,6
12,5	570	2,3	247,8



Figura 30 – Conectores de cisalhamento fixados na mesa com adesivo estrutural, OLIVEIRA (2015)

#### 4.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

A Figura 31 mostra as curvas obtidas para os deslocamentos verticais observados experimentalmente. Nota-se que houve pouca variação nos valores das flechas entre as vigas ensaiadas para a maioria dos incrementos de carga no sistema de ensaio, independente do diâmetro dos conectores de cisalhamento. Satisfatoriamente, não se observou deslocamentos horizontais, não sendo também observadas fissuras de orientação horizontal ou qualquer outra ao longo da ligação mesa-nervura.

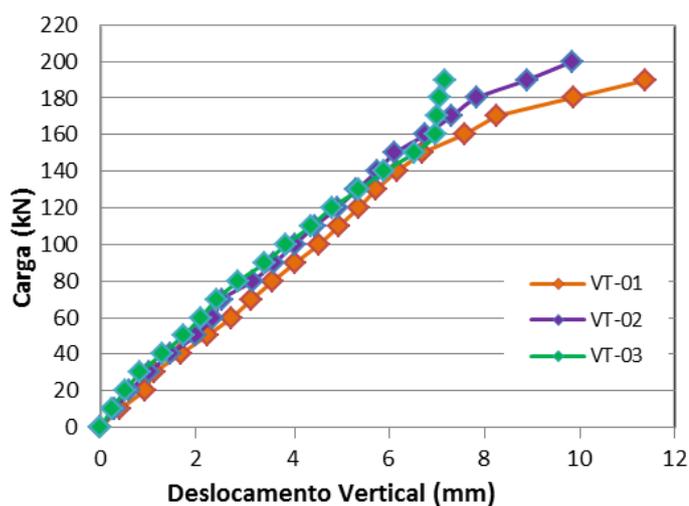


Figura 31 – Deslocamentos verticais das vigas, Oliveira (2015)

#### 4.3 DEFORMAÇÕES

As armaduras de flexão das nervuras apresentaram deformações finais menores que a de escoamento (2,3‰), sendo que os maiores valores foram observados para a viga VT-01, como mostra a Figura 31 onde também se observa que o extensômetro da viga VT-03 não registrou deformações para carregamentos acima de 100 kN. As deformações do concreto das

mesas também foram maiores para esta viga, seguidas das deformações das vigas VT-02 e VT-03, como mostra a Figura 33. Entretanto, não é possível afirmar que houve influência dos conectores de cisalhamento nas deformações das Figuras 32 e 33 uma vez que os deslocamentos e deformações destes conectores não foram monitorados.

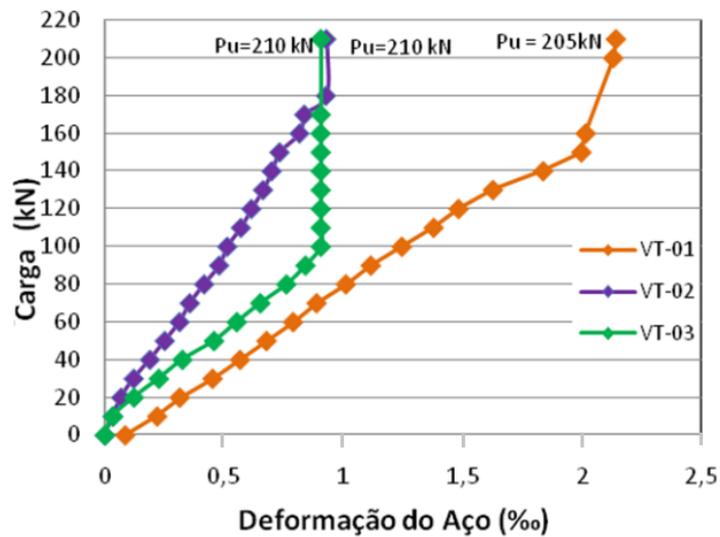


Figura 32 – Curva carga-deformação das armaduras de flexão das nervuras, Oliveira (2015)

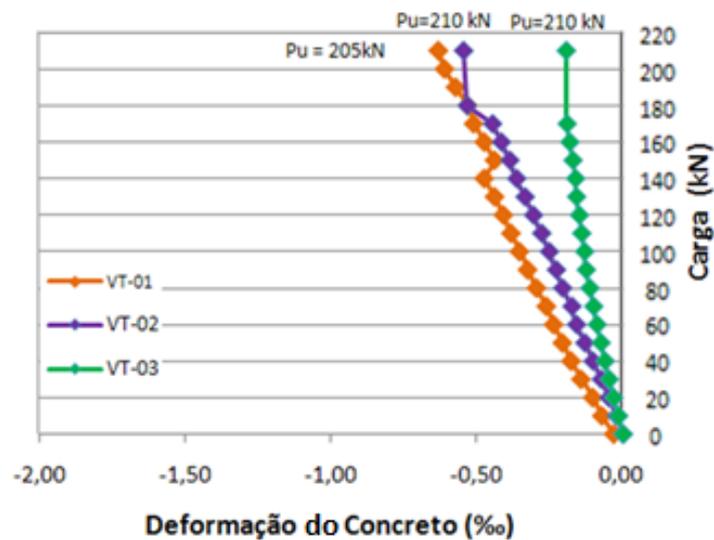


Figura 33 – Curva carga-deformação do concreto das mesas das vigas, Oliveira (2015)

#### 4.4 CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA

Na Tabela 9 são apresentados os resultados obtidos para as cargas de escoamento das armaduras longitudinais de tração ( $P_{flex}$ ) a partir do momento resistente da seção transversal e as de cisalhamento ( $V$ ) considerando os estribos e conectores, todas estimadas considerando uma seção T monolítica, e as cargas experimentais ( $V_u$ ). Todas estas cargas se referem aos carregamentos provenientes do cilindro hidráulico e registrados na célula de carga. Devido à resistência do concreto das mesas ter alcançado 40 MPa, os planos neutros se localizaram nas mesas e a resistência à flexão considerou a largura da mesa, 400 mm. Os modos de rupturas das vigas foram iguais, cisalhamento na nervura, sem seccionamento das mesas. Seguindo as recomendações de Branco (2011), foram consideradas nas estimativas de resistência ao cisalhamento não somente a contribuição das nervuras ( $V_1$ ) com estribos e altura útil de 162,5 mm, mas também a das mesas das vigas ( $V_2$ ) com conectores, assim como a contribuição dos conectores nas nervuras sem ( $V_3$ ) e com ( $V_4$ ) a colaboração das mesas com conectores. Nota-se que sem a consideração das mesas, as estimativas normativas ( $V_1$ ) são as mais baixas e os melhores resultados são encontrados quando as mesas são consideradas ( $V_2$ ). As estimativas considerando a contribuição dos conectores de cisalhamento nas nervuras ( $V_3$  e  $V_4$ ) tenderam a ser contra a segurança, já que as cargas últimas experimentais foram praticamente iguais. As Figuras 34 à 37 mostram o aspecto das vigas após os ensaios. Não foram verificadas fissuras horizontais ao longo das ligações mesa-nervura das vigas.

Tabela 9 - Cargas estimadas e de ruptura

Viga	$P_{flex}$ (kN)	$V_1$ (kN)	$V_2$ (kN)	$V_3$ (kN)	$V_4$ (kN)	$V_u$ (kN)	$V_u/P_{flex}$	$V_u/V_1$	$V_u/V_2$	$V_u/V_3$	$V_u/V_4$
VT-01	334,0	97,3	200,5	164,4	267,6	205,0	0,61	2,11	1,02	1,25	0,77
VT-02			212,6	203,9	319,2	210,0	0,63	2,16	0,99	1,03	0,66
VT-03			231,0	263,8	397,6	210,0	0,63	2,16	0,91	0,80	0,53



## 5 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Para escolher um material de reparo, o profissional deve considerar três fatores: condições do reparo, propriedades do material do reparo e a técnica necessária para fazer o trabalho. No nosso exemplo prático realizado na cidade de Tucuruí-PA, utilizamos a técnica de uma viga de reforço diminuindo os vãos da laje, fixadas com conectores de cisalhamento, conforme a técnica experimental citada no programa experimental. O concreto utilizado na viga de reforço foi dosado com cimento Portland CII-Z 32, areia vermelha (regional) e Seixo lavado.

As Figuras 37 à 44 mostram a sequência de um reforço estrutural preventivo realizado na cidade de Tucuruí – PA, onde diversas lajes de uma edificação foram reforçadas com a introdução de vigas para diminuir seus vãos e evitar o surgimento de esforços e flechas excessivas quando em serviço, uma vez que foram detectados erros de projeto e constatada a baixa resistência à compressão do concreto aplicado na estrutura. Na figura é possível observar algumas lajes a serem reforçadas, conectores de cisalhamento para viga de reforço ancorados na laje existente, as armaduras longitudinais da viga de reforço transpassando as vigas existentes, o aspecto final da superfície inferior das lajes reforçadas juntamente com um detalhe mostrando os sulcos que receberam barras de aço perpendiculares às vigas de reforço para combater momentos fletores negativos que surgiram na laje devido à introdução de um novo apoio (viga de reforço), o levante da laje com a introdução de um macaco hidráulico. Os conectores utilizados foram de 12,5 mm espaçados de 300 mm no sentido longitudinal à maior dimensão da viga de reforço e 100 mm no sentido transversal. Observa-se também que a superfície das vigas existentes foi escarificada para melhorar a aderência com o novo concreto. Ainda nesta ligação viga-viga, a aderência das barras longitudinais da viga de reforço nas paredes dos furos da viga existente foi garantida com a utilização de adesivo estrutural.



Figura 37 – Lajes a Reforçar com deformação excessiva



Figura 38 – Furo na Viga para Engastar a Viga de Reforço



Figura 39 – Escoramento da Viga de Reforço



Figura 40 – Levante da laje com macaco hidráulico



Figura 41 – Conectores fixados na laje

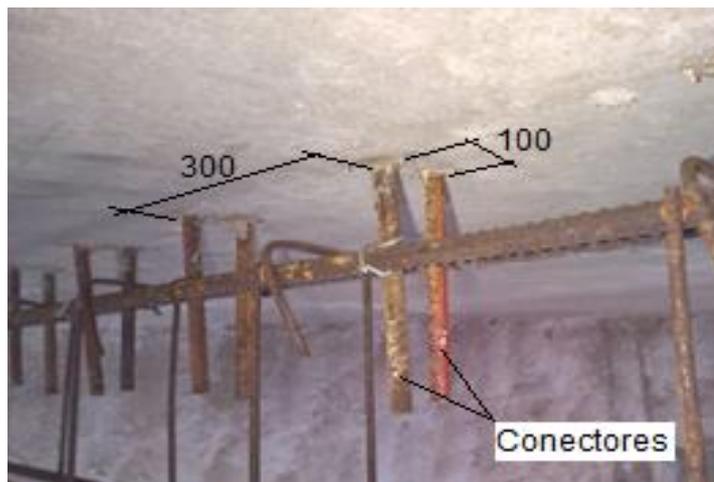


Figura 42 – Conectores Fixados com a Armadura da viga



Figura 43 – Sulcos com ferros negativos fixados com sikadur 32



Figura 44 – Viga concretada e os sulcos com ferros negativos

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados experimentais mostraram que as vigas T romperam por cisalhamento nas nervuras sem atingir o carregamento previsto para escamento de suas armaduras longitudinais de tração. As estimativas normativas para a resistência ao cisalhamento foram conservadoras quando consideraram apenas as nervuras das vigas, mas foram precisas quando as mesas foram consideradas. Quando levaram em conta os conectores nas nervuras, sem ou com a consideração das mesas, os resultados tenderam a superestimar as resistências ao cisalhamento, indicando que os ganhos de resistência advindos dos conectores não foram proporcionais ao aumento de suas seções transversais e podem ter sido limitados à ancoragem inadequada ou insuficiente. De modo geral, o comportamento das ligações foi satisfatório, pois os conectores trabalharam adequadamente até a ruína das vigas. Assim, conclui-se que a metodologia apresentada no programa experimental mostrou-se viável para solidarizar mesas e nervuras de vigas T não monolíticas, mas também indica a necessidade de mais experimentos que forneçam bases para o dimensionamento mais preciso dos conectores e de seus espaçamentos visando a otimização estrutural. Quanto à aplicação prática da técnica de reforço em uma edificação, os resultados teóricos foram satisfatórios e uma avaliação no local será realizada quando a estrutura entrar em serviço.

### 6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Seguem abaixo algumas sugestões de continuidade deste trabalho:

- a) Estudo do comportamento dos conectores quando utilizamos concretos mais resistentes,
- b) Estudo do comportamento dos conectores quando submetido a vibrações externas.
- c) Estudo do comportamento dos conectores quando submetido a vibrações externas
- d) Estudo do comportamento dos conectores quando submetido a vibrações externas

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVA, G. M. S. (2000). **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. São Carlos. 277p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1992). **ACI 318R-92 – Building code requirements for reinforced concrete**. Detroit.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (1994). **AISC-LRFD – Load and resistance factor design**. Chicago.
- ANDO, E.S.; MORENO JR, A. L. (2000). *Reforço à flexão em vigas de concreto armado pelo acréscimo de altura na região comprimida, utilizando-se concreto de alta resistência*. Fortaleza Ce. 42º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-5739: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos – Métodos de ensaio**. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**. Rio de Janeiro.
- BRANCO, V. H. L. **Resistência ao cisalhamento de vigas “T” de concreto armado: Verificação das longarinas da ponte sobre o rio Sororó**. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Programa de pós-graduação em engenharia civil – PPGEC, Universidade Federal do Pará. Belém – PA, 2011.
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (1994). **CAN/CSA-S16.1-94 – Limit States Design of Steel Structures**. Toronto, Ontario.
- CEB-FIP 90 COMITÉ INTERNACIONAL DU BETÓN. **Model Code 1990: Final Draft, Buletin D’information**. Lausanne, 1993.
- CHAPMAN, J. C. (1964). **Composite construction in steel and concrete – The behaviour of composite beams**. *The Structural Engineer*, v. 42, n. 4, p. 115 – 125.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estrutura de Concreto Armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação** – 2ª ed. Revisada. Editora Universidade de Brasília: Finatec, Brasília, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1992). **ENV 1994-1-1**: Eurocode 4 -Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 5: ENV 193 1-1**: design of timber structures: general rules and rules for buildings. Brussels, 2001.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto - Vol. 1 – Fundamentos do Projeto Estrutural**. Editora McGraw Hill do Brasil Ltda, São Paulo, 1976.

HELENE, P.R.L. (1992). **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. São Paulo, Pini.

KIRCHHOF, L.D. (2004). **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. São Carlos, 2004. 143p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LEGGERINI, Profa. Maria Regina Costa PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO GRANDE DO SUL FACULDADE DE ENGENHARIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL **Resistência dos Materiais / Notas de aula 2007**

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977). **Construções de concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 1.ed. Rio de Janeiro, Interciência. v.1.

MALITE, M. (1990). **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. São Carlos. 144p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

MEHTA, P. K. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo, 1994.

METHA, K. P. e MONTEIRO, P. J. M., 2008, **Concreto Microestrutura, Propriedades e Materiais**, 3 ed. São Paulo, Ibracon.

MOLINA, J. C. **Análise do Comportamento Dinâmico da Ligação Formada por Barras de Aço Coladas Para Tabuleiros Mistos e Madeira e Concreto Para Pontes**. São Carlos, 2008. 240 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

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

NASCIMENTO, P. P. (2009). *Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e conectores*. Goiânia. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

OLIVEIRA, D.R.C; SILVA H.P; *MEDEIROS A.B - Vol.10 - nº 3.Reforço de Lajes Maciças*

**Utilizando Conectores de Cisalhamento.** *REEC* – Revista Eletrônica de Engenharia Civil, 2015.

OLIVEIRA, D. R. C. **Fundamentos do projeto de estruturas de concreto armado.** Notas de aula da disciplina Tópicos especiais em Estruturas de concreto armado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Belém: UFPA, 2003

OMAR, M. Y. M. (2006). *Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável (CAA)*. Goiânia. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

PEREIRA, J. P. (1997). **Simulação numérica e experimental para análise do comportamento conjunto dos materiais em reparos de estruturas de concreto.** São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo / , Dissertação de mestrado.

RODRIGUES, David Rosa. **Comparação experimental entre tipos de armadura de cisalhamento para combate à punção em lajes cogumelo de concreto armado.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2009.

SAHB, K. F. P. (2008) *Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão e reforçados com concreto auto-adensável e chumbadores.* Goiânia. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

SÁ, M. A. (1993). *Verificação da eficiência da ligação entre dois concretos sem o emprego de adesivo sem elementos estruturais fletidos.* Niterói, RJ. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal Fluminense.

SANTOS, E. W. F. (2006). *Reforço de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial.* Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro-COPPE.

SOUZA, M.T. (1991). Clínica Geral: erros de projeto, execução, materiais, uso. Vale tudo. Construção, p. 4 - 8, São Paulo, nº2277, v.30, setembro, 1991.

SHURAIM, Ahmed B. **A novel approach for evaluating the concrete shear strength in reinforced concrete beams.** *Lat. Am. j. solids struct*, Rio de Janeiro, v. 11, n. 1, p. 93-112, Jan. 2014. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S167978252014000100006&lng=en&nrm=iso](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S167978252014000100006&lng=en&nrm=iso)>. Acesso em 22 Sept. 20

TEIXEIRA, P. W. G. N.; MAFFEI, C. E. M.; GUAZZELLI, M. C.. **Shear strength of reinforced concrete circular cross-section beams.** *Rev. IBRACON Estrut. Mater.*, São Paulo, v. 5, n. 6, p. 781-797, Dec. 2012. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S198341952012000600004&lng=en&nrm=iso](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S198341952012000600004&lng=en&nrm=iso)>. Acesso em 22 Setembro de. 2015.

TOMAZ, E. (1989). *Trincas em Edifícios - Causas, Prevenção e recuperação.* São Paulo, 1ª edição, Pini.

TRISTÃO, G.A. (2002). *Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica*. São Carlos, 114p. Dissertação (Mestrado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

VIEST, I. (1960). **Review of research on composite steel – concrete beams**. Proc. ASCE, v. 86, ST6, p. 1 – 21.

YAM, L.C.; CHAPMAN, J.C. (1968). **The inelastic behavior of simply supported composite beams of steel and concrete**. Inst. Civ. Engr. Proc. v.41, p.651-83.

# ANEXOS ( ARTIGO PUBLICADO )



## REFORÇO DE LAJES MACIÇAS UTILIZANDO VIGAS COM CONECTORES DE CISCALHAMENTO

### Strengthening of solid slabs using beams with shear connectors

Helineudes Paiva da Silva<sup>1</sup>, Adelson Bezerra de Medeiros<sup>2</sup>, Dênio Ramam Carvalho de Oliveira<sup>3</sup>

Recebido em 12 de agosto de 2015; recebido para revisão em 27 de agosto de 2015; aceito em 02 de novembro de 2015; disponível on-line em 09 de novembro de 2015.



#### PALAVRAS CHAVE:

Concreto Armado;  
Reforço estrutural;  
Conector de  
ciscalhamento.

#### KEYWORDS:

Reinforcement concrete;  
Structural strengthening;  
Shear connector.

**RESUMO:** Em situações onde o reforço à flexão de lajes maciças de concreto armado exige incremento de resistência à tração, a técnica mais empregada é a fixação de chapas de aço ou tiras de materiais compósitos de fibra de carbono na superfície do concreto. Entretanto, esta técnica exige mão-de-obra especializada e têm custos elevados. Alternativamente, pode-se simplesmente reduzir o vão da laje com a introdução de vigas de concreto armado, com o auxílio de conectores de ciscalhamento na interface laje-viga. Este trabalho apresenta resultados experimentais para três vigas de concreto armado de seção transversal "T" não monolíticas ensaiadas à flexão. Primeiramente foram confeccionadas as mesas com dimensões de (400 x 50 x 1800) mm<sup>3</sup> visando simular trechos de lajes e que, posteriormente, foram ligadas a nervuras com dimensões de (120 x 200) mm<sup>2</sup> utilizando conectores de ciscalhamento, sendo que as principais variáveis do trabalho foram os diâmetros desses conectores objetivando garantir o comportamento satisfatório dessas ligações em situações reais de reforço estrutural. Os resultados mostraram que os conectores funcionaram adequadamente e que as melhores estimativas para a resistência ao ciscalhamento são obtidas quando as mesas são consideradas. A técnica foi empregada com sucesso em um caso prático na cidade de Tucuruí/PA.

**ABSTRACT:** In situations where the flexural strengthening of reinforced concrete solid slabs requires the tensile strength increase, the most used technique is fixing steel plates or carbon fiber composite strips on the concrete's surface. However, this technique requires specialized labor and presents high costs. Alternatively, a simple solution is to reduce the span of the slab introducing reinforced concrete beams with the aid of shear connectors in the slab-beam interface. This paper presents experimental results for three reinforced concrete beams with non monolithic "T" cross sections under flexure tests. First the flange with dimensions (400 x 50 x 1800) mm<sup>3</sup> were casted aiming to simulate slabs strips, which were later attached to ribs with dimensions (120 x 200) mm<sup>2</sup> using shear connectors, and the main variables of the study were the diameters of these connectors trying to ensure the satisfactory behavior of these links in real situations of structural strengthening. The results showed that the connectors worked properly and the best shearing resistance estimates are obtained when the whole flange is considered. This technique was successfully applied in a practical case in the city of Tucuruí / PA.

\* Contato com os autores:

<sup>1</sup> e-mail: [paivatuc@hotmail.com](mailto:paivatuc@hotmail.com) ( H. P. da Silva )

Engenheiro Civil, Mestrando do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará (UFPA).

<sup>2</sup> e-mail : [medeiros@ufpa.br](mailto:medeiros@ufpa.br) ( A. B. de Medeiros )

Engenheiro Civil, Doutor, Professor Adjunto do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Pará (UFPA).

<sup>3</sup> e-mail : [denio@ufpa.br](mailto:denio@ufpa.br) ( D. R. C. de Oliveira )

Engenheiro Civil, Doutor, Professor Associado do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Pará (UFPA).

## 1. INTRODUÇÃO

Devido ao elevado valor do peso específico do concreto, as lajes maciças acabam sendo responsáveis pela maior parcela de carga atuante em uma edificação. Para Clímaco (2008) uma execução deficiente, principalmente quanto às fôrmas e escoramentos, pode resultar em valores bem superiores, devido à necessidade de uma maior espessura de contra piso e nivelamento do piso. A falta de projetos estruturais, ou mesmo uma avaliação errônea das cargas, pode subestimar a ação das forças atuantes a ponto de serem gerados deslocamentos transversais inaceitáveis, prejudicando a sensação de segurança do usuário. Estes deslocamentos, devido à baixa rigidez da estrutura, podem surgir ainda em virtude de dois fenômenos: retração e fluência (deformação lenta do concreto), sendo que a retração ocorre independente das ações atuantes, incidindo mais intensamente no concreto fresco, mas podendo ocorrer em idades mais avançadas em função das condições climáticas.

Para Mehta (1994), os mecanismos responsáveis pela fluência da pasta também são responsáveis por retração, uma vez que a fluência se dá quando uma ação externa é aplicada à estrutura e gera esforços internos que direcionam o movimento da água retida nos poros capilares e da água absorvida fisicamente. Considerando o estado de uma estrutura em concreto armado, pode-se dizer que dois fatores são sugestivos de reforço: estados limites (serviço e utilização) alcançados ou prevenção, adequando a estrutura à adição de cargas. Para Oliveira (2003), o desempenho da estrutura em serviço é satisfatório quando, em condições normais de utilização, a mesma não transmita ao usuário qualquer tipo de desconforto. Fissuração e flechas excessivas podem ser sinais visíveis de problemas relacionados à segurança da estrutura. Por outro lado, uma estrutura bem dimensionada deve apresentar tais sinais sob utilização indevida. Ainda de acordo com o autor, comportamentos fora dos padrões especificados, tais como vibração, fissuração e flechas excessivas, bem como

recalques diferenciais elevados, são indícios de uma estrutura que já atende mais o estado limite de utilização.

Segundo Clímaco (2008), para que as seções de uma viga submetida à flexão pura permaneçam planas, a aderência entre a armadura e o concreto deve garantir a compatibilidade de deformações. Fusco (1976) apresenta uma analogia com o comportamento de vigas compostas por peças de madeira superpostas e solicitadas no meio do vão, como mostrado na Figura 1. Verifica-se nesta figura que a ligação mecânica é responsável pelo trabalho solidário das peças superpostas, minimizando os deslocamentos horizontais e até mesmo os verticais devido ao ganho de rigidez e menores rotações nos apoios. Clímaco (2008) acrescenta que a variação da largura,  $b_w$ , da seção altera a distribuição de tensões tangenciais, exemplificada em uma seção T mostrada na Figura 2.

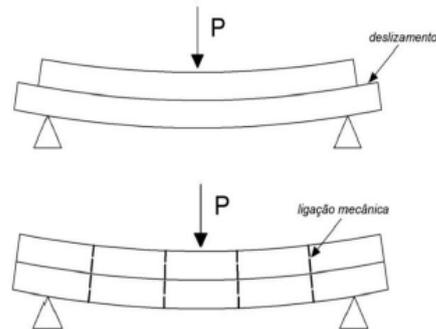


FIGURA 1: Influência da ligação mecânica.  
FONTE: Próprio autor (2015)

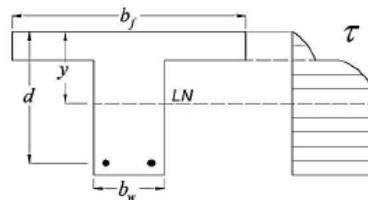


FIGURA 2: Distribuição de tensões cisalhantes em uma seção transversal T. FONTE: Próprio autor (2015).

## 2. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

### 2.1 VERIFICAÇÕES DE VIGAS DE SEÇÃO T

Para vigas com seção transversal "T", a

NBR 6118 (ABNT, 2007) permite adotar como largura colaborante da mesa  $b_f$ , a largura da viga  $b_w$  acrescida de no máximo 10% da distância a entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que haja laje colaborante e quando a ação conjunta de lajes e vigas não for considerada no dimensionamento da estrutura. Estas vigas podem ser analisadas de duas formas, em função da posição da linha neutra. Quando a linha neutra está localizada na nervura, o procedimento de análise

recomendado na literatura é o mostrado na Figura 3. As Equações 1 a 7 podem então ser utilizadas para determinação do momento fletor resistente das vigas com seção transversal "T", onde o plano neutro se situa abaixo da mesa. Quando a linha neutra se encontra no plano da ligação entre mesa e alma, ou acima, o procedimento de verificação é o mesmo recomendado para vigas de seção transversal retangular, mas com largura  $b_f$ .

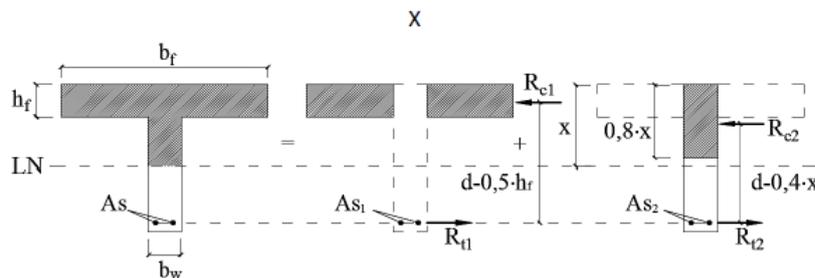


FIGURA 3: Procedimento de análise de vigas de seção "T". FONTE: Próprio autor (2015).

$$M_{abas} = R_{c1} \cdot z_1 \quad \text{Eq. [1]}$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_s}{0,8 \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b_f} \quad \text{Eq. [2]}$$

$$M_{abas} = 0,85 \cdot f_c \cdot h_f \cdot (b_f - b_w) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \quad \text{Eq. [3]}$$

$$M_{nervura} = R_{c2} \cdot z_2 \quad \text{Eq. [4]}$$

$$M_{nervura} = 0,8 \cdot 0,85 \cdot x \cdot f_c \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \text{Eq. [5]}$$

$$A_s = \frac{M_{abas}}{(d - 0,5 \cdot h_f) \cdot f_c} + \frac{M_{alma}}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_s} \quad \text{Eq. [6]}$$

$$M_R = M_{abas} + M_{nervura} \quad \text{Eq. [7]}$$

Em que:

- $A_s$  é a área necessária de armadura;
- $f_s$  é a tensão atuante no aço;
- $f_c$  é a resistência à compressão do concreto;
- $b_f$  é a largura da mesa;
- $d$  é a altura útil da seção transversal;
- $b_w$  é a largura da nervura.

Para estimar a capacidade resistente ao cisalhamento de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), tanto a diagonal comprimida quanto a zona tracionada são consideradas satisfatórias quando se verificam as condições apresentadas pelas Equações 8 e 9, com o modelo de cálculo I, que fornece os menores valores estimados.

Considerando o modelo de cálculo adotado e de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007),  $V_c = V_{c0}$  na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção. Tem-se então a contribuição de cálculo do concreto ao cisalhamento expressa pela Equação 10.

### 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Foram ensaiadas 3 vigas de seção transversal T não monolítica visando representar ligações laje-viga retangular onde a viga é conectada posteriormente à laje com o auxílio de conectores de cisalhamento, simulando uma situação de reforço com a inserção de uma viga para redução do vão da laje e, conseqüentemente, dos esforços solicitantes. As mesas e nervuras (vigas retangulares) ensaiadas foram moldadas separadamente e depois solidarizadas sem

qualquer tratamento superficial (escarificação) e suas dimensões são mostradas na Figura 4, que foram as dimensões utilizadas para estimar a resistência teórica de todas as vigas. A armadura de flexão da nervura apresentou 6 barras de aço CA-50 com diâmetro de 12,5 mm distribuídas em duas camadas, espaçadas de 20 mm. As armaduras das mesas das vigas T foram compostas por barras de 5,0 mm de diâmetro em aço CA-60 espaçadas ao longo do eixo longitudinal de 150 mm e de 100 mm paralelamente ao mesmo eixo. As armaduras de cisalhamento utilizadas nas nervuras foram iguais, sendo compostas por estribos de 5,0 mm de diâmetro espaçados de 120 mm. O cobrimento de concreto nas faces da nervura e na face inferior da mesa foi de 10 mm, resultando em uma altura útil de 212,5 mm, dentro de uma altura total da seção de 250 mm. A Figura 5 mostra detalhes das armaduras das mesas e nervuras das vigas.

$$V_{Rd2,I} = 0,27 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Eq. [8]}$$

$$V_{Rd3,I} = V_c + \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \quad \text{Eq. [9]}$$

$$V_c = V_{c0} = 0,09 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Eq. [10]}$$

Em que:

$f_{ck}$  é a resistência à compressão característica do concreto;  
 $f_{cd}$  é a resistência à compressão de cálculo do concreto;  
 $A_{sw}$  é a área da seção transversal da armadura de cisalhamento;

$f_{ywd}$  é a tensão de escoamento de cálculo da armadura de cisalhamento, limitada a 435 MPa;  
 $\alpha$  é a força cortante resistente de cálculo para as diagonais comprimidas do concreto.

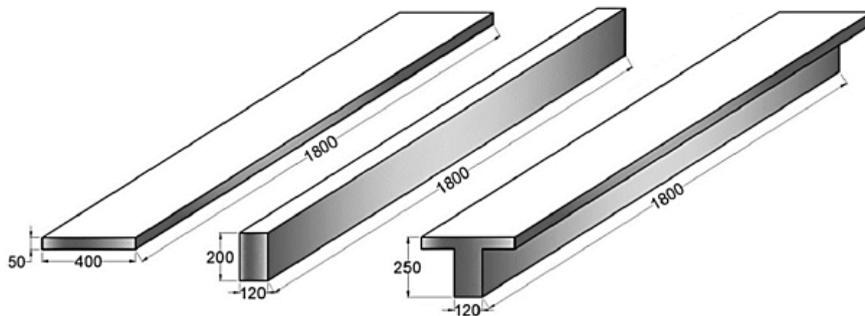


FIGURA 4: Dimensões das vigas "T" não monolíticas. FONTE: Próprio autor (2015).

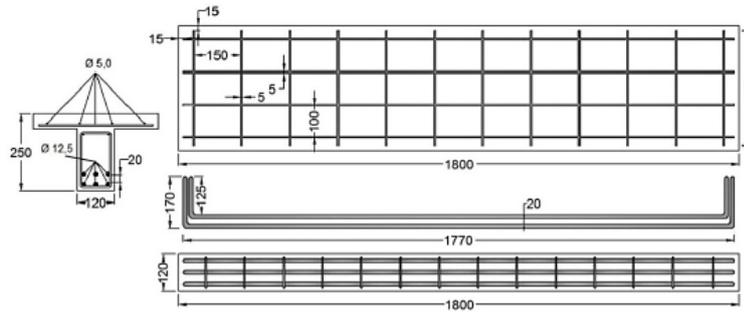


FIGURA 5: Detalhes das armaduras. FONTE: Próprio autor (2015).

Na Figura 6 são mostrados os três passos consecutivos para confecção das seções transversais “T” não monolíticas, uma vez que houve um intervalo de 30 dias entre a execução dos passos 1 e 3. Confeccionou-se inicialmente a mesa e posteriormente foram realizados pares de furos ao longo de seu eixo longitudinal, onde mais tarde foram embutidos os conectores de cisalhamento. As vigas VT-01, VT-02 e VT-03 receberam conectores de cisalhamento com diâmetros de 6,3, 8,0 e 10,0 mm, respectivamente. Todos os conectores partem da face superior da mesa, onde o trecho de 50 mm correspondente é fixado ao concreto com aplicação de adesivo estrutural à base de resina epóxi.

Os conectores adentram 150 mm nas nervuras, onde a aderência entre aço e concreto é garantida unicamente pela resistência do concreto endurecido, curado até os 28 dias para garantir uma boa ancoragem. Ressalta-se que o diferencial entre as vigas T ensaiadas foi basicamente o diâmetro dos conectores, sendo o vão de cálculo igual a 1.600 mm e as demais características comuns a todas as vigas. Na Figura 7 são mostrados os espaçamentos entre eixos de conectores, que se afastam em 150 mm no sentido longitudinal e 47,5 mm no sentido perpendicular ao comprimento da viga, independente dos diâmetros dos mesmos. A Tabela 1 resume as informações apresentadas.

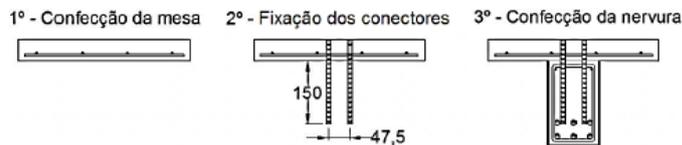


FIGURA 6: Sequência para confecção das vigas T não monolíticas. FONTE: Próprio autor (2015).

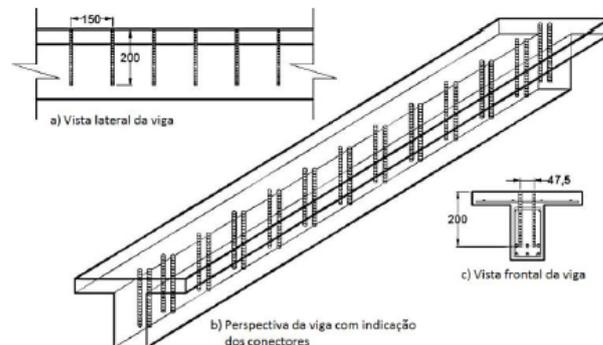


FIGURA 7: Posicionamento dos conectores de cisalhamento nas vigas. FONTE: Próprio autor (2015).

TABELA 1: Armaduras das vigas.

Viga T	Flexão	Cisalhamento	Conectores
VT-01			26 Ø 6,3
VT-02	6 Ø 12,5	Ø 5,0c120	26 Ø 8,0
VT-03			26 Ø 10,0

### 3.1 SISTEMA DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO

Para a realização dos ensaios foi utilizado um pórtico para reagir aos esforços gerados pelo cilindro hidráulico, o qual transferiu para as vigas analisadas duas forças iguais e equidistantes dos apoios (ensaio de Stuttgart). As vigas foram apoiadas em aparelhos específicos e distantes 100 mm das extremidades das nervuras. Foram utilizados extensômetros elétricos de resistência para monitoramento das deformações do concreto e do aço no meio do vão, posicionados na superfície superior da mesa e em uma barra da armadura de flexão, respectivamente. Os deslocamentos verticais foram monitorados com o auxílio de um deflectômetro analógico posicionado sob a viga e no meio do vão, de acordo com a Figura 8.

## 4. RESULTADOS

### 4.1 MATERIAIS (CONCRETO, AÇO E ADESIVO ESTRUTURAL)

O concreto utilizado foi dosado com cimento Portland CII-Z 32. A resistência à compressão ( $f_{c28}$ ) foi obtida de acordo com a NBR 5739 (ABNT 2007), por meio de ensaios em corpos-de-prova cilíndricos aos 28 dias de idade, moldados

e curados obedecendo às recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2003). A Tabela 2 apresenta as resistências médias dos concretos e módulos de elasticidade. Os módulos de elasticidade ( $E_{cs}$ ) foram estimados de acordo com o CEB-FIP MC90 [8], empregando a equação (11), que usa a equação (12) para a obtenção da resistência média  $f_{cm}$  a partir da resistência característica  $f_{ck}$ , aqui igualada a  $f_{c28}$ . O módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) é dado, então, conforme equação (13). Já resistência à tração ( $f_{ctm}$ ) foi estimada com a equação (14), também recomendada pelo CEB-FIB MC90 (1993)

Foram aleatoriamente retiradas 3 amostras de cada lote de barras de aço utilizadas nas armaduras para caracterização através de ensaios de tração axial, seguindo as recomendações da NBR ISO 6892 (ABNT, 2002). As amostras ensaiadas apresentaram os valores médios apresentados na Tabela 3. A fixação dos conectores de cisalhamento nas mesas foi realizada com a aplicação o adesivo SIKADUR 32, um produto da marca SIKA, que é um adesivo estrutural à base de resina epóxi de média viscosidade, bi componente e de pega normal, especialmente formulado para ancoragens em geral e união de concreto velho com concreto novo. Os adesivos de base epóxi são polímeros fornecidos em dois componentes: monômero e catalisador. A vida útil da mistura é de aproximadamente 35 minutos, porém as curas inicial e final ocorrem apenas após 5 horas e 7 dias, respectivamente. Após a cura final, estima-se a resistência à compressão em aproximadamente 60 MPa. A Figura 9 mostra os conectores de cisalhamento posicionados ao longo da mesa.

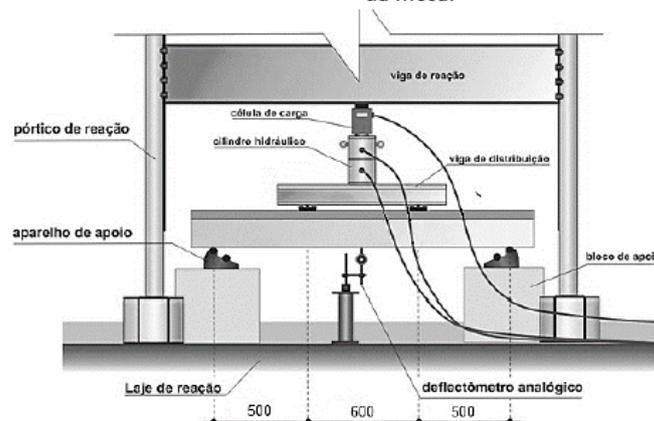


Figura 8: Sistema de ensaio. FONTE: Próprio autor (2015).

$$E_c = 21.500 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \quad \text{Eq. [11]}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad \text{Eq. [12]}$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_c \quad \text{Eq. [13]}$$

$$f_{ctm} = 1,40 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} \right)^{2/3} \quad \text{Eq. [14]}$$

TABELA 2: Propriedades mecânicas do concreto.

Utilização	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$E_{cs}$ (GPa)
Mesa	40	3,5	30,8
Nervura	23	2,4	26,6

TABELA 3: Propriedades mecânicas dos aços.

$\phi$ (mm)	$f_{ys}$ (MPa)	$\epsilon_{ys}$ (‰)	$E_s$ (GPa)
5,0	565	4,9	191,5
6,3	570	4,3	242,6
8,0	555	2,7	201,8
10,0	565	2,4	230,6
12,5	570	2,3	247,8



FIGURA 9: Conectores de cisalhamento fixados na mesa com adesivo estrutural.  
 FONTE: Próprio autor (2015).

#### 4.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

A Figura 10 mostra as curvas obtidas para os deslocamentos verticais observados experimentalmente. Nota-se que houve pouca variação nos valores das flechas entre as vigas ensaiadas para a maioria dos incrementos de carga no sistema de ensaio, independente do diâmetro dos conectores de cisalhamento. Satisfatoriamente, não se observou deslocamentos horizontais, não sendo também observadas fissuras de orientação horizontal ou qualquer outra ao longo da ligação mesa-nervura.

#### 4.3 DEFORMAÇÕES

As armaduras de flexão das nervuras apresentaram deformações finais menores que a de escoamento (2,3%), sendo que os maiores

valores foram observados para a viga VT-01, como mostra a Figura 11, onde também se observa que o extensômetro da viga VT-03 não registrou deformações para carregamentos acima de 100 kN. As deformações do concreto das mesas também foram maiores para esta viga, seguidas das deformações das vigas VT-02 e VT-03, como mostra a Figura 12. Entretanto, não é possível afirmar que houve influência dos conectores de cisalhamento nas deformações das Figuras 11 e 12, uma vez que os deslocamentos e deformações destes conectores não foram monitorados.

#### 4.4 CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA

Na Tabela 4 são apresentados os resultados obtidos para as cargas de escoamento das armaduras longitudinais de tração ( $P_{flex}$ ) a partir do momento resistente da seção transversal e as de

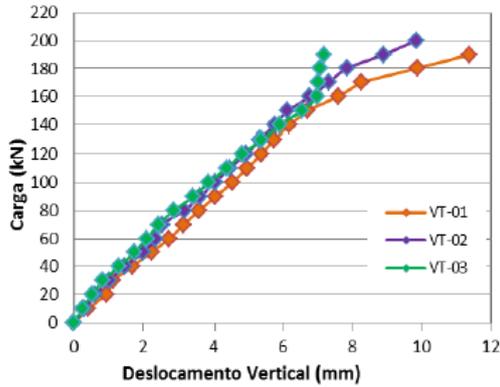


FIGURA 10: Deslocamentos verticais das vigas.  
 FONTE: Próprio autor (2015).

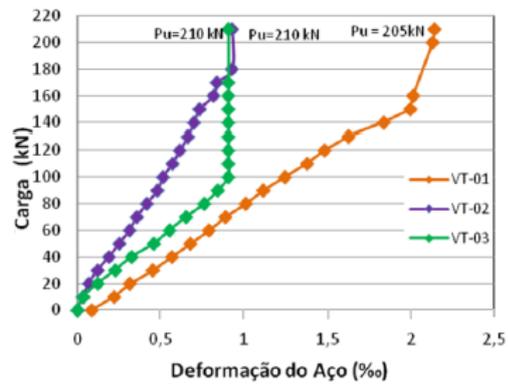


FIGURA 11: Curva carga-deformação das armaduras de flexão das nervuras.  
 FONTE: Próprio autor (2015).

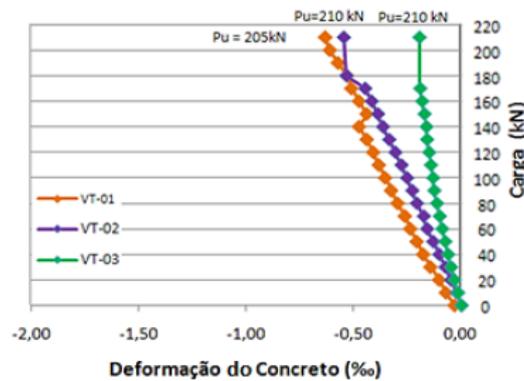


FIGURA 12: Curva carga-deformação do concreto das mesas das vigas.  
 FONTE: Próprio autor (2015).

cisalhamento ( $V$ ) considerando os estribos e conectores, todas estimadas considerando uma seção T monolítica, e as cargas experimentais ( $V_u$ ). Todas estas cargas se referem aos carregamentos provenientes do cilindro hidráulico e registrados na célula de carga. Devido à resistência do concreto das mesas ter alcançado 40 MPa, os planos neutros se localizaram nas mesas e a resistência à flexão considerou a largura da mesa, 400 mm. Os modos de rupturas das vigas foram iguais, cisalhamento na nervura, sem seccionamento das mesas. Seguindo as recomendações de Branco [10], foram consideradas nas estimativas de resistência ao cisalhamento não somente a contribuição das nervuras ( $V_1$ ) com estribos e altura útil de

162,5 mm, mas também a das mesas das vigas ( $V_2$ ) com conectores, assim como a contribuição dos conectores nas nervuras sem ( $V_3$ ) e com ( $V_4$ ) a colaboração das mesas com conectores. Nota-se que sem a consideração das mesas, as estimativas normativas ( $V_1$ ) são as mais baixas e os melhores resultados são encontrados quando as mesas são consideradas ( $V_2$ ). As estimativas considerando a contribuição dos conectores de cisalhamento nas nervuras ( $V_3$  e  $V_4$ ) tenderam a ser contra a segurança, já que as cargas últimas experimentais foram praticamente iguais. As Figuras 13 a 15 mostram o aspecto das vigas após os ensaios. Não foram verificadas fissuras horizontais ao longo das ligações mesa-nervura das vigas.

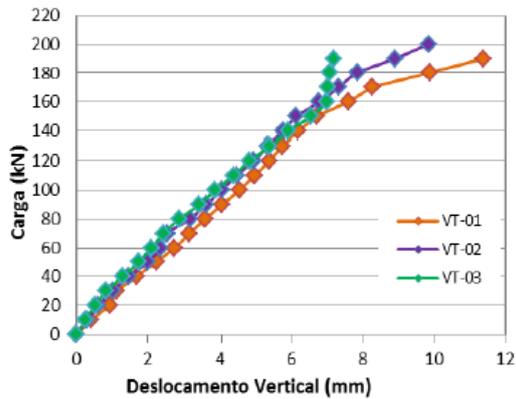


FIGURA 10: Deslocamentos verticais das vigas.  
 FONTE: Próprio autor (2015).

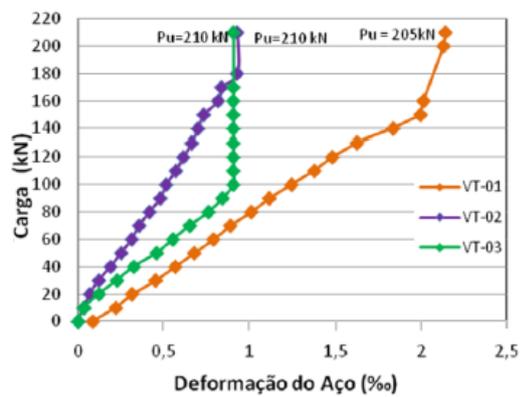


FIGURA 11: Curva carga-deformação das armaduras de flexão das nervuras.  
 FONTE: Próprio autor (2015).

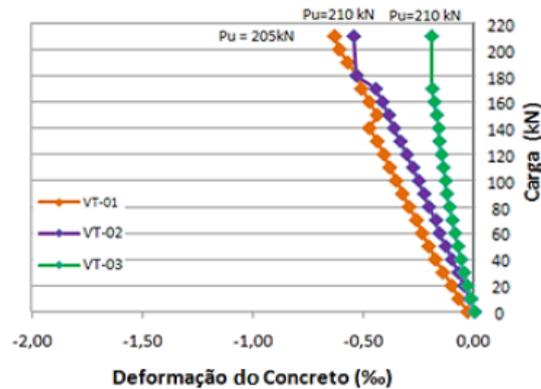


FIGURA 12: Curva carga-deformação do concreto das mesas das vigas. FONTE: Próprio autor (2015).

cisalhamento ( $V$ ) considerando os estribos e conectores, todas estimadas considerando uma seção T monolítica, e as cargas experimentais ( $V_u$ ). Todas estas cargas se referem aos carregamentos provenientes do cilindro hidráulico e registrados na célula de carga. Devido à resistência do concreto das mesas ter alcançado 40 MPa, os planos neutros se localizaram nas mesas e a resistência à flexão considerou a largura da mesa, 400 mm. Os modos de rupturas das vigas foram iguais, cisalhamento na nervura, sem seccionamento das mesas. Seguindo as recomendações de Branco [10], foram consideradas nas estimativas de resistência ao cisalhamento não somente a contribuição das nervuras ( $V_1$ ) com estribos e altura útil de

162,5 mm, mas também a das mesas das vigas ( $V_2$ ) com conectores, assim como a contribuição dos conectores nas nervuras sem ( $V_3$ ) e com ( $V_4$ ) a colaboração das mesas com conectores. Nota-se que sem a consideração das mesas, as estimativas normativas ( $V_1$ ) são as mais baixas e os melhores resultados são encontrados quando as mesas são consideradas ( $V_2$ ). As estimativas considerando a contribuição dos conectores de cisalhamento nas nervuras ( $V_3$  e  $V_4$ ) tenderam a ser contra a segurança, já que as cargas últimas experimentais foram praticamente iguais. As Figuras 13 a 15 mostram o aspecto das vigas após os ensaios. Não foram verificadas fissuras horizontais ao longo das ligações mesa-nervura das vigas.

TABELA 4: Cargas estimadas e de ruptura.

Viga	$P_{flex}$ (kN)	$V_1$ (kN)	$V_2$ (kN)	$V_3$ (kN)	$V_4$ (kN)	$V_u$ (kN)	$V_u/P_{flex}$	$V_u/V_1$	$V_u/V_2$	$V_u/V_3$	$V_u/V_4$
VT-01			200,5	164,4	267,6	205,0	0,61	2,11	1,02	1,25	0,77
VT-02	334,0	97,3	212,6	203,9	319,2	210,0	0,63	2,16	0,99	1,03	0,66
VT-03			231,0	263,8	397,6	210,0	0,63	2,16	0,91	0,80	0,53

FONTE: Próprio autor (2015).



FIGURA 13: Carga  $V_u$  e modo de ruptura da viga VT – 01.  
FONTE: Próprio autor (2015).



Figura 14: Carga  $V_u$  e modo de ruptura da viga VT – 02.  
FONTE: Próprio autor (2015).



Figura 15: Carga  $V_u$  e modo de ruptura da viga VT – 03.  
FONTE: Próprio autor (2015).

#### 4.5 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

A Figura 16 mostra a sequência de um reforço estrutural preventivo realizado na cidade de Tucuruí – PA, onde diversas lajes de uma edificação foram reforçadas com a introdução de vigas para diminuir seus vãos e evitar o surgimento de esforços e flechas excessivas quando em serviço, uma vez que foram detectados erros de projeto e constatada a baixa resistência à compressão do concreto aplicado na estrutura. Na figura é possível observar algumas lajes a serem reforçadas, conectores de cisalhamento para viga de reforço ancorados na laje existente, as armaduras longitudinais da viga de reforço transpassando as vigas existentes, o aspecto final da superfície inferior das lajes reforçadas juntamente com um detalhe mostrando os sulcos que receberam barras de aço perpendiculares às vigas de reforço para combater momentos fletores negativos que surgiram na laje devido à introdução de um novo apoio (viga de reforço). Os conectores utilizados foram de 12,5 mm espaçados de 300 mm no sentido longitudinal à maior dimensão da viga de reforço e 100 mm no sentido transversal. Observa-se também que a superfície das vigas existentes foi escarificada para melhorar a aderência com o novo concreto. Ainda nesta ligação viga-viga, a aderência das barras longitudinais da viga de reforço nas paredes dos furos da viga existente foi garantida com a utilização de adesivo estrutural.



FIGURA 16: Aplicação da técnica de reforço de laje com vigas adicionais. FONTE: Próprio autor (2015).

## 5. CONCLUSÕES

Os resultados experimentais mostraram que as vigas T romperam por cisalhamento nas nervuras sem atingir o carregamento previsto para escamento de suas armaduras longitudinais de tração. As estimativas normativas para a resistência ao cisalhamento foram conservadoras quando consideraram apenas as nervuras das vigas, mas foram precisas quando as mesas foram consideradas. Quando levaram em conta os conectores nas nervuras, sem ou com a consideração das mesas, os resultados tenderam a superestimar as resistências ao cisalhamento, indicando que os ganhos de resistência advindos dos conectores não foram proporcionais ao aumento de suas seções transversais e podem ter sido limitados à ancoragem inadequada ou insuficiente. De modo geral, o comportamento das ligações foi satisfatório, pois os conectores trabalharam adequadamente até a ruína das vigas. Assim, conclui-se que a metodologia apresentada no programa experimental mostrou-se viável para solidarizar mesas e nervuras de vigas T não monolíticas, mas também indica a necessidade de

mais experimentos que forneçam bases para o dimensionamento mais preciso dos conectores e de seus espaçamentos visando a otimização estrutural. Quanto à aplicação prática da técnica de reforço em uma edificação, os resultados teóricos foram satisfatórios e uma avaliação no local será realizada quando a estrutura entrar em serviço.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CLÍMACO, J. C. T. S. **Estrutura de Concreto Armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação** – 2ª ed. Revisada. Editora Universidade de Brasília: Finatec, Brasília, 2008.
- MEHTA, P. K. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo, 1994.
- OLIVEIRA, D. R. C. **Fundamentos do projeto de estruturas de concreto armado**. Notas de aula da disciplina Tópicos especiais em Estruturas de concreto armado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Belém: UFPA, 2003.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto - Vol. 1 – Fundamentos do Projeto Estrutural**. Editora McGraw Hill do Brasil Ltda, São Paulo, 1976.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-5739: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos – Métodos de ensaio.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova.** Rio de Janeiro, 2003.

CEB-FIP 90 COMITÉ INTERNACIONAL DU BETÓN. **Model Code 1990: Final Draft, Buletin D’information.** Lausanne, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892: Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente.** Rio de Janeiro, 2002.

BRANCO, V. H. L. **Resistência ao cisalhamento de vigas “T” de concreto armado: Verificação das longarinas da ponte sobre o rio Sororó.** Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Programa de pós-graduação em engenharia civil – PPGEC, Universidade Federal do Pará. Belém – PA, 2011.