UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLÓGICO
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

INFLUÊNCIA DA PROTENSÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO

ENGº CIVIL ORIVALDO DE AZEVEDO SOUZA JUNIOR

Belém

2014

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLÓGICO
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

INFLUÊNCIA DO DA PROTENSÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO

ENGº CIVIL ORIVALDO DE AZEVEDO SOUZA JUNIOR

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Belém

2014

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLÓGICO
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

INFLUÊNCIA DO DA PROTENSÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO

ORIVALDO DE AZEVEDO SOUZA JUNIOR

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA:

_____

Professor. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, D.Sc (UFPA)
(Orientador)

_____

Professor. Alcebíades Negrão Macedo, D.Sc (UFPA)
(Examinador Interno)

_____

Professor. José Neres da Silva Filho (UFRN)
(Examinador Externo)

Belém / PA, 07 de Novembro de 2014.

AO REI JESUS CRISTO

AGRADECIMENTOS

- Aquele que esteve ao meu lado durante toda esta jornada, Àquele que me fortaleceu, mostrou o seu caminho e me trouxe até aqui, **DEUS;**

-Aos meus amados Pais, **Orivaldo Souza** e **Maria Edila** pelo grande amor e incentivo e muita dedicação;

-Aos meus irmãos **Maurício, Silvia** e **Mayara** pelo exemplo de luta, perseverança, amor e incentivo;

-A minha noiva **Lorena Almeida** pelo amor e paciência dedicados;

-Ao orientador professor **Dênio Ramam Carvalho de Oliveira**, pelos ensinamentos e orientações;

- Aos amigos, que ao longo do curso me ensinaram o valor da amizade;

-Aos **GAEMA's** (Grupo de Análise Experimental de Estruturas e Materiais), pelo imenso apoio e ensinamentos necessários para a realização desta pesquisa;

- Aos técnicos e funcionários do Laboratório de Engenharia Civil, pela disponibilidade na realização dos ensaios de caracterização dos materiais;

- Aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil;

- Ao CNPq, pelo apoio financeiro e por viabilizar o desenvolvimento científico e tecnológico deste país.

RESUMO

Com o crescimento da indústria da construção civil, o concreto protendido tem avançado para além dos estágios de evolução, sendo consolidado cada vez mais como um material estrutural, evoluindo e trazendo consigo técnicas e tecnologias confiáveis para as mais diversas estruturas, indo desde edificações convencionais. O estudo do cisalhamento em vigas de concreto armado e protendido sempre teve muitas controvérsias devido às diversas variáveis que envolvem o estudo do cisalhamento. Nos casos de vigas protendidas, onde se adotam traçados com diferentes inclinações em conjunto com armadura de cisalhamento, há necessidade de aprimoramento dos métodos teóricos e práticos, podendo esta pesquisa contribuir relevantemente para o entendimento dessas variáveis. Assim, para determinar a influência do traçado dos cabos de protensão na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido, orienta-se o foco desta pesquisa ao estudo de seis vigas de concreto protendido com alternância de traçado do cabo em reto e parabólico e da armadura transversal, com o intuito de observar o comportamento estrutural dessas vigas, analisando a influência das tensões geradas pela variação das inclinações dos cabos e da variação da taxa de armadura transversal no modo de ruptura, na capacidade de carga, nas superfícies de ruptura, entre outros fatores que possam ajudar no entendimento do cisalhamento de vigas de concreto protendido.

Palavras-chave: Concreto Protendido. Cisalhamento.

ABSTRACT

With the increase of the construction industry, the prestressed concrete has advanced beyond of the stages of evolution, being consolidated as a structural material, evolving and bringing reliable technical and technologies for many different structures, ranging from conventional buildings, with applications in bridges and stadiums, and on to more complex structures such as offshore platforms. The study of shear in reinforced concrete beams and prestressed concrete beams always had many controversies because of the many variables that involve the study of shear. In the case of prestressed beams, which are adopted profiles with different inclinations together with shear reinforcement, there is need for improved theoretical methods and practical, this research may contribute materially to the understanding of these variables. Thus, to determine the influence of the inclination of prestressing strands in the shear strength of prestressed concrete beams, oriented the focus this research to study of six prestressed concrete beams with alternating tracing cable straight and parabolic and transverse reinforcement, in order to observe the structural behavior of these beams, mainly observations about the influence of the stress generated by varying the inclination of the cables and varying the rate of transverse mode rupture, the load capacity, the surfaces of rupture and other factors in order to understand the shear in prestressed concrete beams.

Keywords: Prestressed concrete. Shear.

SUMÁRIO

Capítulo **Página**

1 **INTRODUÇÃO** **1**

1.1 OBJETIVOS 4

1.2 JUSTIFICATIVA 4

2 **REVISÃO BIBLIOGRÁFIC**A **6**

2.1 SISTEMAS DE PROTENSÃO 8

2.1.1 Protensão com Aderência Inicial **8**

2.1.2 Protensão com Aderência Posterior **7**

2.1.3 Protensão sem Aderência **9**

2.2 PERDAS DE PROTENSÃO 10

2.2.1 Perdas Imediatas **11**

2.2.1.1 Perdas Por Atrito *11*

2.2.1.2 Perdas por Deslizamento da Armadura e Acomodação nas Ancoragens *13*

2.2.2 Perdas Progressivas **14**

2.3 VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO COM E SEM ESTRIBOS .....

2.3.1 Tensões em Peças não Fissuradas **15**

2.3.2 Tensões em Peças Fissuradas **19**

2.3.3 Armadura de Cisalhamento **21**

2.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS 25

2.4.1 ACI 318:2011, American Building Code Requirements For Reinforced Concrete. American Concrete Institute. (ACI, 2011) **25**

2.4.2 EUROCODE 2:2004: Design Of Concrete Structures – Part 1: General Rules And Rules For Buidings (2004) **29**

2.4.3 NBR 6118/2014, Projeto De Estruturas De Concreto. Associação Brasileira De Normas Técnicas. (NBR 6118, 2014)....31

2.4.3.1 Modelo de Cálculo I 32

2.4.3.2 Modelo de Cálculo II 34

2.5 TRABALHOS REALIZADOS 35

2.5.1 LASKAR e HSU (2010)....35

2.5.2 MACGREGOR (1960) 38

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL 44

3.1 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DAS VIGAS....44

3.2 ARMADURA PASSIVA, TRANSVERSAL E ATIVA....46

3.3 FÔRMA, ARMAÇÃO E CONCRETAGEM DAS VIGAS....50

3.4 INSTRUMENTAÇÃO 52

3.5 SISTEMA DE ENSAIO 55

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS.... 60

4.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO....60

4.2 PROPRIEDADES DAS ARMADURAS 61

4.3 FORÇA DE PROTENSÃO E PERDAS IMEDIATAS 63

4.4 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA PASSIVA....67

4.5 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA TRANSVERSAL....68

4.6 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO....71

4.7 FISSURAS 73

4.8 DESLOCAMENTO VERTICAIS 78

4.9 CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA....79

5 ANÁLISE DAS ESTIMATIVAS NORMATIVAS 82

5.1 ACI 318 (2011)....83

5.2 EUROCODE 2 (2004) 84

5.3 NBR 6118 (ABNT, 2014) 85

6 CONCLUSÃO 87

6.1 FORÇAS DE PROTENSÃO E PERDAS IMEDIATAS 87

6.2 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA PASSIVA 87

6.3 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA TRANSVERSAL 88

6.4 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO 88

6.5 DESLOCAMENTOS VERTICAIS 89

6.6 CARGA ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA 89

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 91

LISTA DE TABELAS

Tabela Página

Tabela 2.1– Variáveis e modos de ruptura das vigas de Laskar e HSU **37**

Tabela 2.2 – Características das vigas de MacGREGOR..... **40**

Tabela 2.3 – Resultados dos ensaios das vigas de MacGREGOR **43**

Tabela 3.1– Caraterísticas das vigas..... **45**

Tabela 4.1– Resultados experimentais e teóricos das propriedades mecânicas do concreto**60**

Tabela 4.2– Propriedades do aço..... **62**

Tabela 4.3– Propriedades mecânicas da monocordoalha engraxada..... **63**

Tabela 4.4– Forças de protensão nos cabos..... **64**

Tabela 4.5– Cargas últimas e modos de ruptura..... **80**

Tabela 5.1– Resultados teóricos e experimentais..... **82**

LISTA DE FIGURAS

Figuras **Página**

Figura 1.1 – Componentes geradas pela protensão (NAAMAN, 2004) 2
Figura 1.2 – Tensões nos estribos na metade da viga armada com 52% para os três graus de protensão 3
Figura 2.1 – Trajetória de tensão de compressão (MACGREGOR, 1988) 6
Figura 2.2 – Carga x deformação para vigas de concreto protendido (NAAMAN, 2004) 7
Figura 2.3 – Protensão com aderência posterior 8
Figura 2.4 – Elementos do Sistema de protensão com pós-tração e aderência posterior 9
Figura 2.5 – Sistema de protensão não aderente com cordoalhas engraxadas 10
Figura 2.6 – Perdas por atrito no cabo 12
Figura 2.7 – Perdas por deslizamento da armadura 14
Figura 2.8 – Tensões cisalhantes e axiais ao longo do eixo YY 15
Figura 2.9 – Círculo de Mohr para elementos tomados ao longo da linha neutra 16
Figura 2.10 – Variação das tensões ao longo da seção 19
Figura 2.11 – Tipos de ruptura por cisalhamento 20
Figura 2.12 – Diagonais tracionadas e comprimidas 20
Figura 2.13 – Ruptura por cisalhamento na alma 21
Figura 2.14 – Mecanismos de ruptura por cisalhamento baseado em analogia de treliça e arco 22
Figura 2.15 – Resistência ao cisalhamento devido a: (a) Estribos verticais, (b) Estribos inclinados e (c) Analogia ao modelo de treliça 23
Figura 2.16 – Padrão de fissuração para vigas de concreto (Adotado pela comissão ACI 318/2008) 27
Figura 2.17 – Ensaios de Laskar e HSU 36
Figura 2.18 – Ensaios de Laskar e HSU para vigas com relação a/d=1,61 36
Figura 2.19 – Ensaios de Laskar e HSU para vigas com relação a/d=4,29 36
Figura 2.20 – Carga x deformação para as vigas de Laskar e HSU 37
Figura 2.21 – Sistema de protensão e ancoragem de MACGREGOR 38
Figura 2.22 – Sistema de ensaio de MACGREGOR 39
Figura 2.23 – Modos de ruptura observados das vigas de MACGREGOR 41
Figura 3.1 – Detalhes das vigas com traçado parabólico e reto 45
Figura 3.2 – Esquema das armaduras 48

Figura 3.3 – Detalhe das armaduras 49
Figura 3.4 – Monocordoalha engraxada 49
Figura 3.5 – Corte e dobra das armaduras 50
Figura 3.6 – Preparação de formas e detalhes construtivos 51
Figura 3.7 – Concretagem e desforma das vigas 52
Figura 3.8 – Instrumentação das vigas 53
Figura 3.9 – Extensômetro do concreto 54
Figura 3.10 – Extensômetro do concreto e deflectômetro 54
Figura 3.11 – Sistema de aquisição de dados 55
Figura 3.12 – Esquema do sistema de ensaio 56
Figura 3.13 – Sistema de ensaio 57
Figura 3.14 – Macaco monocordoalha e peças complementares 57
Figura 3.15 – Esquema das ancoragens passiva e ativa 58
Figura 3.16 – Ancoragens ativa e passiva 59
Figura 3.17 – Folga e chapas para reprotensão 59
Figura 4.1 – Ensaios das propriedades mecânicas do concreto 61
Figura 4.2 – Ensaio de tração do aço de 20 mm 62
Figura 4.3 – Ensaio de tração do aço de 5.0 mm 62
Figura 4.4 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPR - 0 64
Figura 4.5 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPP - 0 65
Figura 4.6 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPR - 250 65
Figura 4.7 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPP - 250 66
Figura 4.8 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPR - 1250 66
Figura 4.9 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPP - 150 67
Figura 4.10 – Deformação da armadura passiva 68
Figura 4.11 – Deformação da armadura transversal da viga VCPR - 250 69
Figura 4.12 – Deformação da armadura transversal da viga VCPP - 250 69
Figura 4.13 – Deformação da armadura transversal da viga VCPR - 150 70
Figura 4.14 – Deformação da armadura transversal da viga VCPP - 150 70
Figura 4.15 – Deformação no concreto medidas a partir do extensômetro do concreto 71
Figura 4.16 – Deformação no concreto medidas a partir do extensômetro do porta estribo 72
Figura 4.17 – Tensões nas bordas inferiores e superiores das vigas com força de protensão máxima 73
Figura 4.18 – Mapa de fissuração 75

Figura 4.19 – Carga de fissuração para a viga VCPR – 0 75
Figura 4.20 – Carga de fissuração para a viga VCPP – 0..... 76
Figura 4.21 – Carga de fissuração para a viga VCPR – 250 76
Figura 4.22 – Carga de fissuração para a viga VCPP – 250..... 77
Figura 4.23 – Carga de fissuração para a viga VCPR – 150 77
Figura 4.24 – Carga de fissuração para a viga VCPP – 150..... 78
Figura 4.25 – Deslocamentos verticais das vigas 78
Figura 4.26 – Aspecto final das vigas 81

1 INTRODUÇÃO

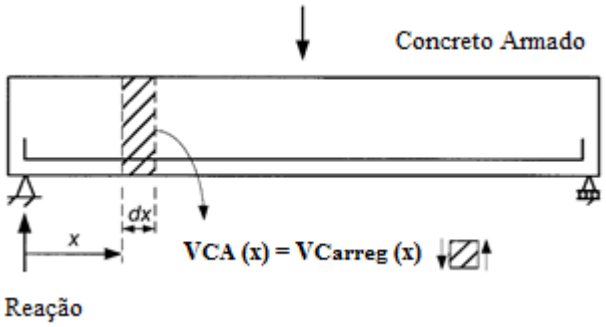
Nas estruturas de concreto armado a tração gerada pelo carregamento é combatida exclusivamente pelo aço face a fissuração do concreto. A armadura, chamada de armadura passiva ou frouxa, destina-se a receber os esforços de tração não absorvidos pelo concreto, trabalhando somente quando solicitada, ou seja, quando o carregamento atuar. Nas estruturas de Concreto Protendido a tração é combatida com tensões de compressão obtidas com a protensão no concreto, logo, este torna-se responsável tanto pela tração quanto pela compressão.

O Concreto Protendido é um material naturalmente resistente à compressão e artificialmente à tração, possível, pois, com o artifício da protensão. A armadura de protensão, chamada de armadura ativa, é colocada na peça não somente para comprimir e gerar as tensões de compressão necessárias para que o concreto possa absorver a tração gerada pelo carregamento, mas para resistir aos carregamentos externos atuantes, oferecendo muitas vantagens quando comparado ao concreto armado. Por exigir maior qualidade dos materiais, o concreto protendido tem maior resistência ao calor, maior qualidade no isolamento, baixa manutenção, versatilidade e maior vida útil. Outras vantagens técnicas podem ainda ser citadas:

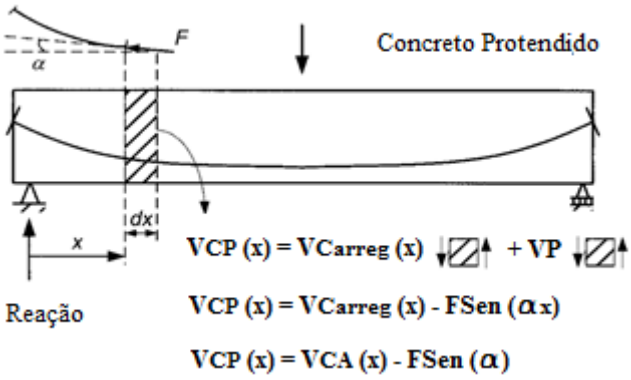
- Possibilidade de utilização de grandes vãos e estruturas esbeltas, portanto, estruturas mais leves, aliviando o carregamento total aplicado à fundação;
- Melhoria das condições de utilização da estrutura devido à redução de fissuras no concreto ou limitação de suas aberturas, aumentando assim a resistência da estrutura à agressividade do meio ambiente;
- Construções mais rápidas;
- Facilidade de recuperação da estrutura após um supercarregamento, pois, eventuais fissuras se fecham após o descarregamento;
- A estrutura permanece praticamente no Estádio I ao longo de sua vida útil, pois, ocorre o controle da formação de fissuras;

Segundo Carvalho (2012), o concreto protendido é principalmente utilizado para diminuir a fissuração do concreto através da introdução de tensões normais de compressão em regiões onde, devido a outras ações, existem tensões de tração, com benefícios, também, em estado limite último, no cisalhamento. O principal efeito favorável da protensão no cisalhamento, em

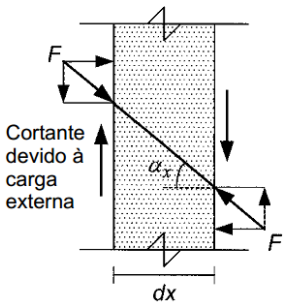
relação ao concreto armado, se dá com a inclinação dos cabos, onde a componente vertical reduz o cortante solicitante da viga e a componente horizontal aumenta as tensões diagonais. A Figura 1.1 (a), (b) e (c) comparam o concreto armado com o protendido.



(a) Viga de concreto armado



(b) Viga de concreto protendido



(c) Componentes geradas na protensão

Figura 1.1 – Componentes geradas pela protensão (NAAMAN, 2004)

A protensão longitudinal introduz nas peças de concreto protendido tensões de compressão que contribuem à redução das tensões principais de tração (que ficam mais inclinadas em relação ao eixo da peça), de modo que as fissuras de cisalhamento configurem-se com menor inclinação

quando comparado ao concreto armado. De acordo com *Leonhardt (1983)*, a inclinação das bielas fica entre 15º e 35º, ou seja, com inclinação menor àquela adotada pela analogia clássica de treliça. Contudo, nas regiões de cargas concentradas ou sobre apoios intermediários de vigas contínuas, por exemplo, surgem fissuras de cisalhamento em forma de leque, de modo que inevitavelmente surgem fissuras a 45º.

Koch e Rostásy (1973), ensaiaram 3 vigas de seção transversal duplo – T com a mesma armadura passiva e mesma armadura de protensão, com cabos tracionados a 100%, 50% e 10 % da força admissível, e armadura transversal constituída de estribos espaçados de 14 cm, sendo que na metade esquerda foi disposta seção transversal de armadura de armadura correspondente a 100% da armadura calculada pela teoria clássica, na metade direita, e 52 % na metade direita. A Figura 1.2 mostra os resultados obtidos por *Koch e Rostásy (1973).*

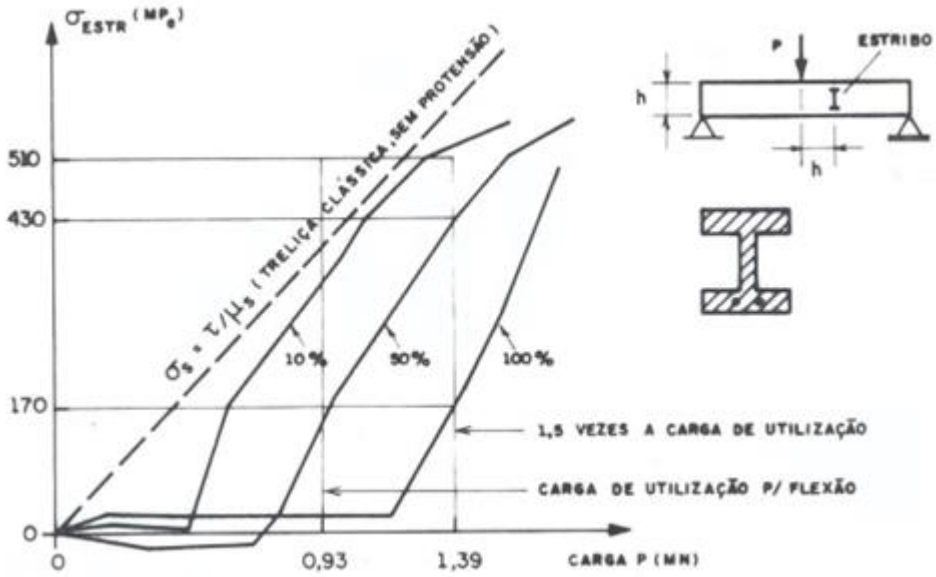


Figura 1.2 – Tensões nos estribos na metade da viga armada com 52% para os três graus de protensão

Com 10% de protensão, os estribos atingiram o escoamento, mostrando que a protensão efetivamente reduz os esforços de tração na alma, de modo crescente com o grau de protensão, ou seja, quanto maior o grau de protensão, menores são os esforços de tração na alma e, portanto, menor a armadura transversal necessária.

Thurlimann (1976) também ensaiou vigas para mostrar a grande influência do grau de protensão sobre os esforços de tração na alma. O efeito favorável da protensão foi explicado pelo fato de

que na região de momentos fletores pequenos, as bielas comprimidas se desenvolviam com pouca inclinação; na região de grandes momentos fletores, como por exemplo nos apoios intermediários de vigas contínuas, uma parcela da força cortante é absorvida na zona comprimida, de tal modo que a força de tração na alma se situem muito aquém dos valores da treliça clássica. A parcela da força cortante que é absorvida pela zona comprimida de concreto na flexão faz com que a força resultante tenha menor inclinação, a qual com isso fica mais próxima da borda da seção transversal do que no caso de flexão simples, levando ao aumento das tensões normais.

1.1 OBJETIVOS

Para determinar a influência da inclinação dos cabos de protensão e a eficiência dos estribos em vigas de concreto protendido, orienta-se o objetivo desta pesquisa ao estudo específico do cisalhamento com alternância de traçado do cabo em reto e parabólico e da armadura transversal, com o intuito de tornar mais observar o comportamento estrutural de vigas protendidas, contribuindo com informações relevantes sobre o assunto, principalmente observações a respeito da influência das tensões geradas pela variação das inclinações dos cabos e da variação da taxa de armadura transversal no modo de ruptura, na capacidade de carga, nas superfícies de ruptura, entre outros fatores que possam ajudar no entendimento do cisalhamento de vigas protendidas.

1.2 JUSTIFICATIVA

A utilização da protensão em edificações teve um aumento significativo nos últimos anos no Brasil, levando a necessidade de novas pesquisas e busca de maior entendimento sobre o assunto para que os métodos construtivos com este sistema se tornem mais seguros e eficazes. As normas de dimensionamento estabelecem critérios para análise de vigas de concreto protendido relacionados ao ângulo de inclinação da biela, o tamanho da seção transversal, a quantidade de armadura transversal, o momento que age concomitantemente com o esforço cortante, entre outros fatores, geralmente baseados em modelos de treliça. Nos casos onde se adotam traçados com diferentes inclinações em conjunto com armadura de cisalhamento, em

elementos protendidos, há necessidade de aprimoramento dos métodos teóricos e práticos, podendo esta pesquisa contribuir relevantemente no entendimento dessas situações.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A segurança estrutural ao cisalhamento de vigas de concreto armado e protendido, na maioria das normas e teorias de cisalhamento, é baseada no limite da magnitude da diagonal tracionada trabalhando sobre carregamento progressivo. No entanto, em vigas de concreto protendido a ação da força axial induz mudanças significativas nas tensões de compressão do concreto levando ao aumento das tensões diagonais, alterando o fluxo de cisalhamento e modificando o comportamento estrutural ao cisalhamento das vigas. A Figura 2.1 mostra a trajetória de tensões para vigas de concreto armado e protendido ao cisalhamento.

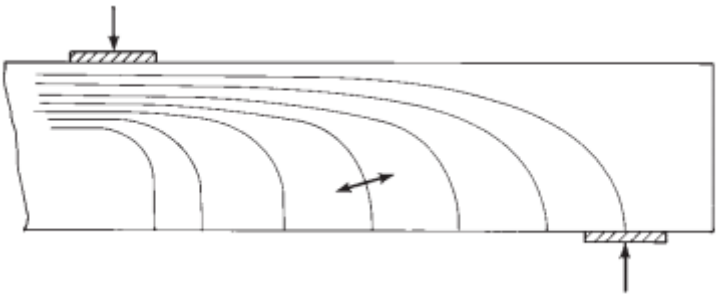


Figura 2.1 – Trajetória de tensão de compressão (MACGREGOR; WIGHT, 2012)

Em vigas não fissuradas, ditas em Estádio I, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o mecanismo resistente ao cisalhamento está baseado na resistência a tração do concreto e nas tensões principais diagonais de tração e compressão. Com o incremento da protensão as tensões que causam fissurações no concreto tendem a aumentar, elevando a capacidade resistente do elemento e a direção das tensões principais de tração mudam consideravelmente a distribuição das tensões. O mecanismo resistente, então, passa a ser basicamente feito pelas armaduras do elemento, flexão, cisalhamento e protensão, além de outros mecanismos complementares do concreto. Para o concreto protendido, o mecanismo de fissuração e carregamento difere do concreto armado no estágio de compressão do elemento. A medida que o carregamento aumenta, o elemento protendido tende a ter um comportamento semelhante ao do concreto armado. A Figura 2.2 mostra o diagrama carga x deformação para vigas de concreto protendido.

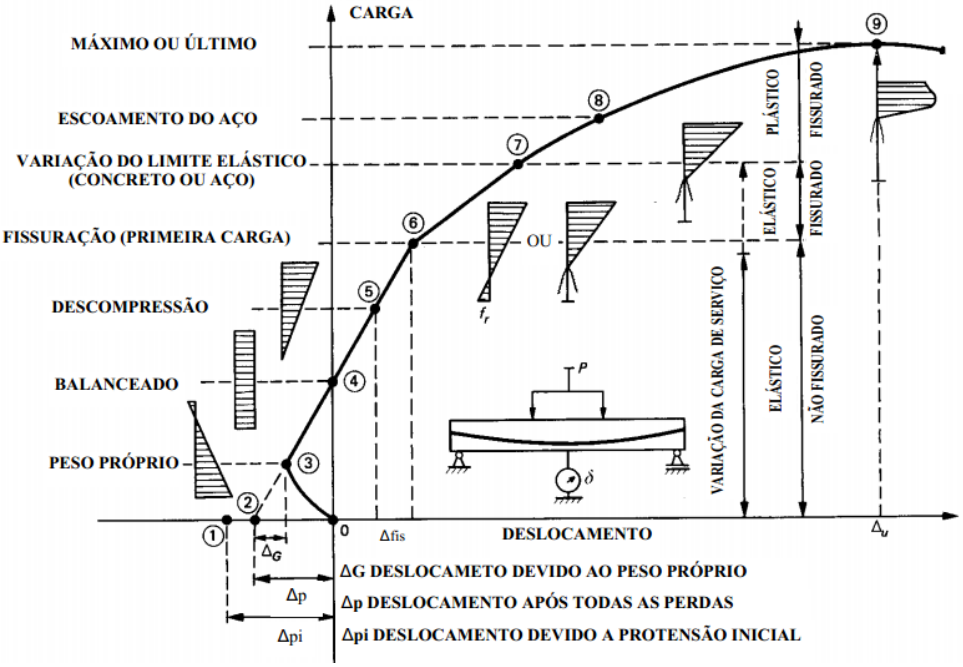


Figura 2.2 – Carga x deformação para vigas de concreto protendido (NAAMAN, 2004)

Os pontos de 1 e 2 correspondem aos deslocamentos causados pela protensão no ato da protensão e após todas as perdas, respectivamente, ocorrendo simultaneamente à ação do peso próprio da viga que está atuando no ato da protensão, identificado pelo ponto 3. O ponto 4 representa o deslocamento zero e corresponde a um estado uniforme de tensão na seção, também chamado de estado balanceado. Teoricamente, no ponto 5 a viga passa a se comportar como uma viga de concreto armado, onde as tensões geradas pela protensão foram anuladas pelo carregamento. Se a fissuração já estiver ocorrendo neste ponto, este representará o limite entre a seção fissurada e não fissurada e então tomara o lugar do ponto 6. Após a fissuração a tensão de tração do concreto é atingida e a viga passa a se comportar como uma viga de concreto armado, teoricamente, passando pelos limites elásticos e plásticos, pontos 7 e 8, até atingir a ruptura. Isso mostra que as fissuras de cisalhamento podem ser originadas a partir de fissuras de flexão. Nestes casos, estas fissuras de flexão, assim que surgem, desencadeiam uma considerável redistribuição de tensões internas que influenciam a inclinação das fissuras de cisalhamento.

2.1 SISTEMAS DE PROTENSÃO

Existem diversos métodos de protensão disponíveis, entre eles sistemas químicos, onde o é utilizado um cimento especial que se expande tracionando a armadura e transferindo os esforços para o concreto; existem os sistemas com pré e pós-tração, onde a protensão ocorre antes ou depois da concretagem da peça. A NBR 6118 considera apenas os sistemas baseados em pós e pré-tração, com ou aderência inicial ou posterior, ou ainda, sem aderência.

2.1.1 Protensão com Aderência Inicial

Concreto protendido em que o estiramento da armadura é realizado antes do lançamento do concreto e ancorada provisoriamente em apoios independentes da peça. Após a concretagem e endurecimento do concreto, a ligação da armadura com os referidos apoios é desfeita e a força de protensão é transferida à peça apenas pela aderência com o concreto. É largamente empregada na produção de elementos pré-fabricados. A Figura 2.3 mostra o processo executivo de peças pré-moldadas com aderência inicial.

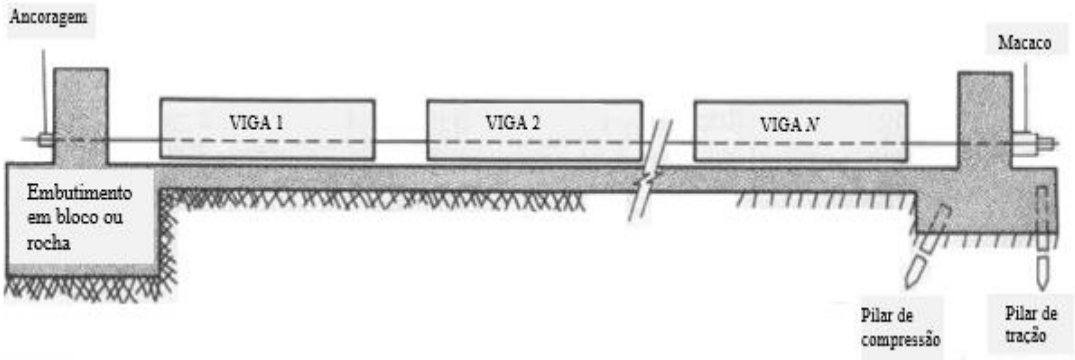


Figura 2.3 – Protensão com aderência inicial

2.1.2 Protensão com Aderência Posterior

Concreto protendido em que o estiramento da armadura, colocadas dentro de bainhas, é realizado após o endurecimento do concreto. Em seguida, a aderência da armadura com o elemento estrutural é obtida pela injeção das bainhas com uma nata ou argamassa de cimento.

É o sistema empregado em pontes, reservatórios, etc. A Figura 2.4 mostra detalhes do sistema de pós tração com aderência posterior.

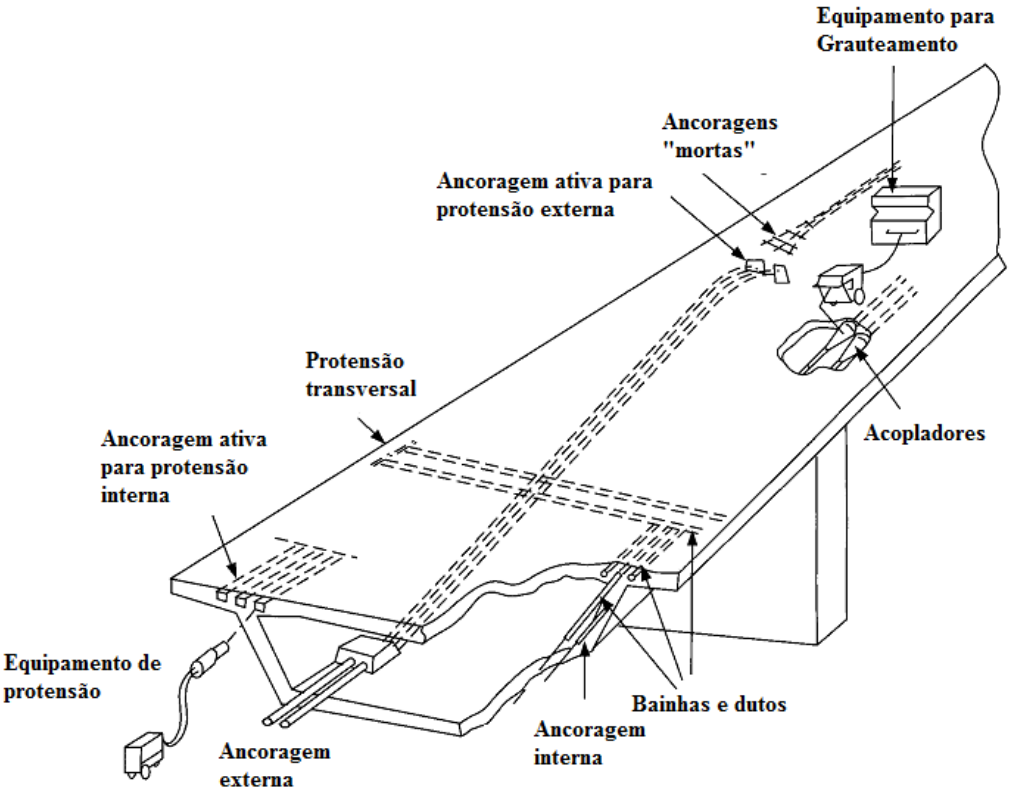


Figura 2.4 – Elementos do Sistema de protensão com pós-tração e aderência posterior

2.1.3 Protensão sem Aderência

Concreto protendido em que a armadura, dentro de bainhas, é tracionada após o endurecimento do concreto, ficando ligada ao elemento estrutural apenas nas ancoragens. Tem-se empregado a armadura na forma de cordoalhas revestidas com uma camada de graxa e uma capa plástica (PEAD) extrudada diretamente sobre a cordoalha já engraxada, muito utilizada em elementos estruturais de pequeno porte que não necessitam de um grau de protensão elevado, como em lajes e vigas de edifícios residenciais e comerciais. A Figura 2.5 mostra detalhes do sistema de protensão com cordoalhas engraxadas.

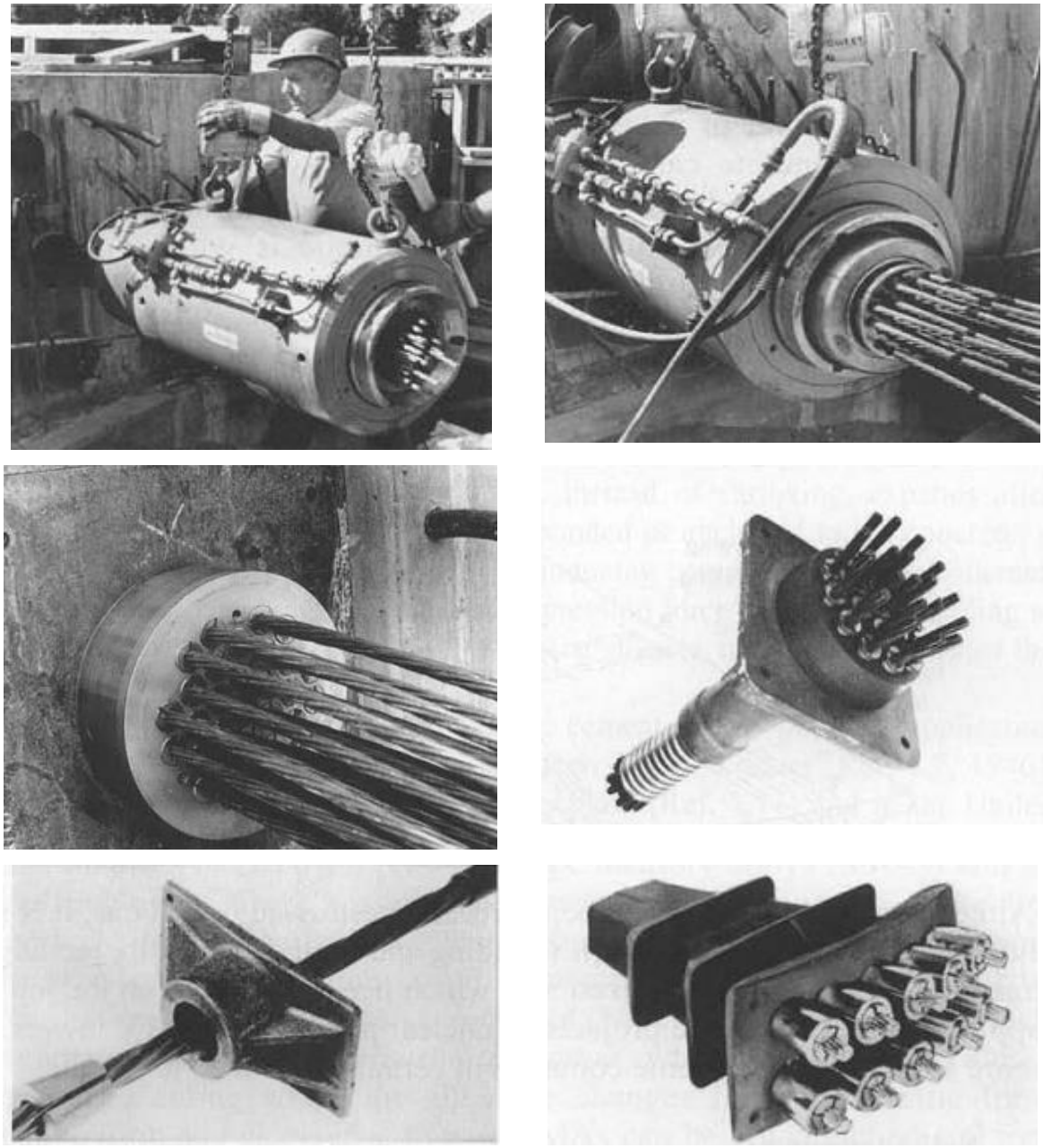


Figura 2.5 – Sistema de protensão não aderente com cordoalhas engraxadas

2.2 PERDAS DE PROTENSÃO

As forças de protensão são reduzidas pelas chamadas “perdas de protensão”. Essas perdas ocorrem durante o processo de aplicação de protensão e ao longo do tempo, até a estabilização da força no cabo. As perdas que ocorrem na aplicação da protensão são denominadas de perdas imediata. Neste grupo encontram-se as perdas por atrito entre armadura e bainha, as perdas por deslizamento da armadura e acomodação das cunhas no sistema de ancoragem. Existe ainda a

perda por encurtamento elástico do concreto proveniente da protensão sucessiva dos cabos. Como, para esta pesquisa, foram apenas um cabo por viga, as perdas por encurtamento se tornam irrelevantes.

A partir da protensão ocorrem as perdas ao longo do tempo, denominadas de perdas progressivas. Neste grupo encontram-se as perdas por retração e fluência do concreto que levam ao encurtamento do concreto e, consequentemente, ao encurtamento dos cabos de protensão, e a perda por relaxação do aço de protensão.

2.2.1 Perdas Imediatas

2.2.1.1 Perdas por Atrito

As perdas por atrito ocorrem principalmente em razão do contato armadura / bainha ao longo do cabo. Há, também, perdas em decorrência do atrito no contato da armadura com o macaco de protensão e com as ancoragens, as quais são compensadas por um incremento na pressão manométrica aplicada no equipamento. Nos sistemas pré-tracionados (concreto protendido com aderência inicial), não ocorrem perdas por atrito, exceto aquelas nas ancoragens e equipamentos de protensão.

Teoricamente, os cabos retos não têm perdas por atrito. Durante a protensão nos cabos curvos ou poligonais, surgem forças de atrito contrárias ao alongamento da armadura, reduzindo, portanto, a força efetiva de protensão, como ilustrado na Figura 2.6. As perdas por atrito ao longo do cabo estão diretamente relacionadas à curvatura do cabo, da qual resulta a pressão da armadura contra a bainha, e ao coeficiente de atrito entre as superfícies de contato.

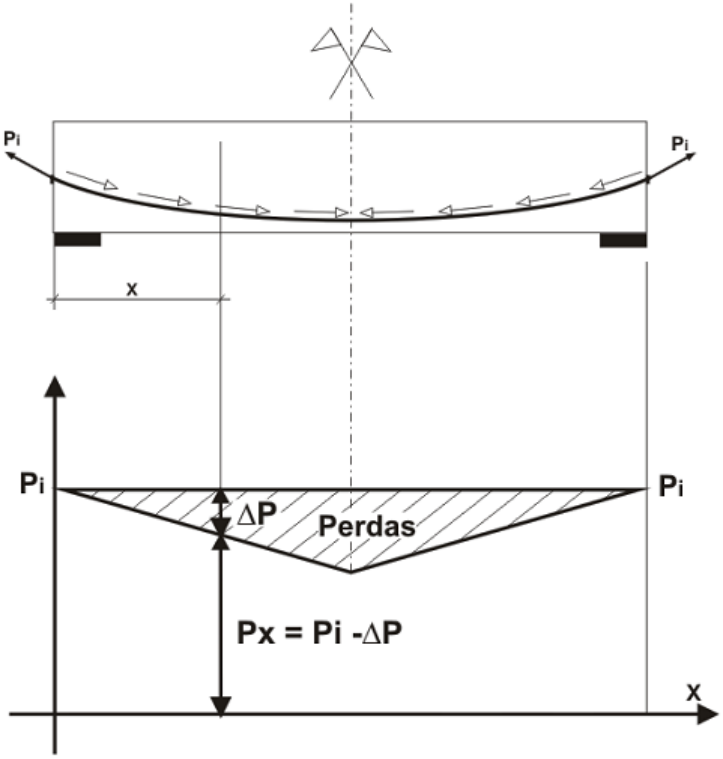


Figura 2.6 – Perdas por atrito no cabo

Além do atrito decorrente da curvatura do cabo, há aquele produzido por desvios não intencionais da bainha em relação a sua posição teórica. Esses desvios parasitários são construtivos e se manifestam tanto nos trechos retos como nos curvos. Para os cabos com duas ancoragens ativas, a maior perda ocorre no meio do cabo, enquanto naqueles com ancoragens ativa-passiva, a maior perda ocorre na passiva, onde a força de protensão é reduzida pelo atrito desenvolvido ao longo de todo o cabo. Dessa forma, em cabos longos, em geral, deve-se evitar a utilização de ancoragens passivas, entretanto; essa decisão depende do resultado das perdas provocadas pelo deslizamento e acomodação das ancoragens, ou seja, a opção por duas ancoragens ativas ou por ancoragens ativa-passiva depende do resultado conjunto das perdas citadas. Deve-se optar por aquela que resultar na menor perda, ou seja, na maior força efetiva dos cabos.

As perdas por atrito podem ser ainda incrementadas com a oxidação da armadura ou da bainha, ondulações pronunciadas e por vazamento nas bainhas causados por perfurações durante o transporte ou montagem. Dessa forma, de forma a minimizar essas ocorrências deve-se armazenar a armadura de protensão e bainhas metálicas em local seco e arejado, colocação criteriosa de apoios de sustentação dos cabos e cuidadosa inspeção visual.

Um dos parâmetros de controle da protensão é o alongamento do cabo, o qual deve ser medido por ocasião da protensão. O controle do alongamento é extremamente importante para se avaliar se as perdas por atrito estão de acordo com as previstas em cálculo ou se houve algum problema de obstrução da bainha, e por conseguinte, do cabo, decorrente da penetração de concreto. O alongamento total pode ser obtido pelo somatório dos alongamentos de todos os trechos geométricos que compõem o cabo, pela Equação 2.1:

$$\Delta L_{tot} = \frac{1}{E_p A_p} \sum P_{méd} . L \qquad (2.1)$$

onde:

$P_{méd}$ é média de protensão, com perdas por atrito, no trecho em questão;

L é o comprimento do trecho;

A_P é a área da armadura do cabo de protensão;

E_P é o módulo de elasticidade do aço de protensão.

O alongamento medido na obra deve variar de ± 5% do valor fornecido pelo cálculo. Geralmente os alongamentos medidos ficam abaixo dos valores fornecidos pelo cálculo em função da elevação do atrito. Quando o alongamento ficar abaixo do limite inferior, pode-se realizar uma sobre-elevação da força de protensão conforme o item 9.6.1.2.3 da NBR 6118, a saber: Por ocasião da aplicação da força Pi, se constatadas irregularidades na protensão, decorrentes de falhas executivas nos elementos estruturais com armaduras pós-tracionadas, a força de tração em qualquer cabo pode ser elevada, limitando a tensão aos valores 0,74 f_{ptk} e 0,82 f_{pyk} (aços RB) majorados em até 10%, até o limite de 50% dos cabos, desde que seja garantida a segurança da estrutura, principalmente na região das ancoragens.

2.2.1.2 Perdas por Deslizamento da Armadura e Acomodação nas Ancoragens

A acomodação e deslizamento corresponde ao retorno da armadura devido à transferência do esforço de protensão do equipamento (macaco de protensão) para a ancoragem, ocasionando no encurtamento da armadura e, consequentemente, perda de protensão, denominada de perdas por deslizamento da armadura e acomodação da ancoragem. Segundo a

NBR 6118 (ABNT, 2014), os valores da acomodação devem ser determinados experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem. Nos sistemas de protensão com pré-tração (CP com aderência inicial), perda é desprezível, visto que a força na armadura é absorvida pelo concreto por aderência e atrito. Já no sistema com pós-tracão, o esforço de protensão é transferido dos equipamentos de protensão para as ancoragens mecânicas, acarretando em perdas.

No sistema com armadura pós tracionada, a armadura é tracionada até atingir o alongamento e força de protensão desejados, então, libera-se a armadura, ocasionando a transferência da força de protensão para a ancoragem. Ao receber este esforço, a cunha tende a penetrar na ancoragem, de modo a prender definitivamente a armadura, acarretando no retorno da armadura e, por conseguinte, uma redução do alongamento no mesmo em razão da acomodação do sistema de ancoragem. A Figura 2.7 mostra um esquema das perdas por atrito.

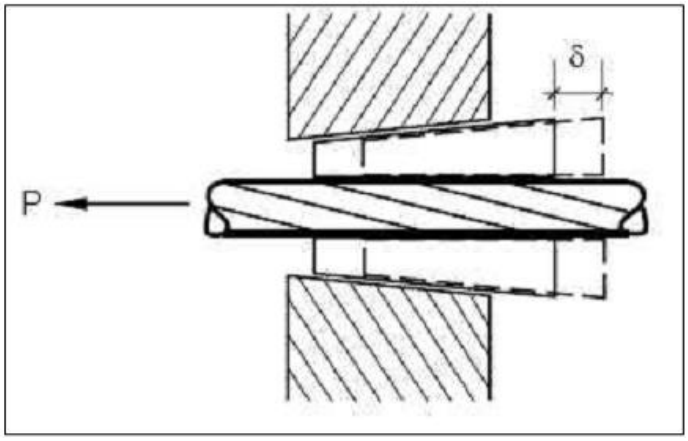


Figura 2.7 – Perdas por deslizamento da armadura

2.2.2 Perdas Progressivas

São aquelas que ocorrem ao longo do tempo. Nesse grupo encontram-se as perdas por retração e fluência do concreto e as perdas por relaxação do aço. A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta, em seu anexo A, toda a formulação para o cálculo das deformações do concreto, por retração e fluência, que resultam nas perdas de protensão. De modo a simplificar o cálculo desses a norma também fornece, no item 8.2.11 valores simplificados da deformação por retração e o coeficiente de fluência do concreto para casos onde não é necessária grande precisão. A

relaxação do aço pode ser calculada conforme previsto no item 9.6.3.4.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

A determinação precisa das perdas de protensão devido à fluência e retração do concreto, e à relaxação do aço é complexa por causada interação entre os fenômenos. Dessa forma, é necessário considerar que a interação causa uma redução na perda final, pois a redução progressiva (no tempo) da tensão no aço e, consequentemente, no concreto, reduz a fluência do concreto e a relaxação do aço, obtidas com modelos independentes.

2.3 VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO COM E SEM ESTRIBO

2.3.1 Tensões em Peças não Fissuradas

Analisando dois elementos de uma viga, A e B, e assumindo o concreto como homogêneo e sem fissuras tomado ao longo dos eixos XX e YY, sujeitos a ação de carregamentos externos. Se a viga é de concreto armado, um elemento tomado ao longo do eixo neutro, elemento A, não estará sujeito a tensões axiais, somente a tensões de cisalhamento. A análise, neste caso, é semelhante para o elemento B, tomado acima da linha neutra. A Figura 2.8 mostra a distribuição de tensões normais e cisalhantes nos elementos A e B.

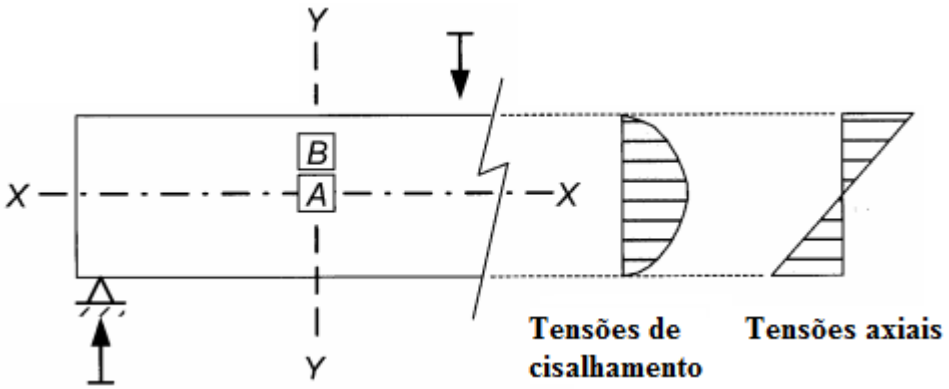


Figura 2.8 – Tensões cisalhantes e axiais ao longo do eixo YY

Para encontrar a magnitude das tensões principais de um elemento de concreto armado, é conveniente traçar o círculo de Mohr. Para o elemento A, o círuclo de Mohr é mostrado na Figura 2.9 (a). Observa-se que os planos XX e YY são diametralmente opostos, sob um ângulo de 180º no círculo, que é o dobro do ângulo atual de 90º. A magnitude das tensões principais

CC e *TT*, são iguais a magnitude das tensões cisalhantes, estando inclinados de um ângulo de 45º em relação ao eixo longitudinal do elemento.

A Figura 2.9 (b), mostra o círculo de Mohr para um elemento protendido tomado na linha neutra (elemento A). Observa-se que a magnitude das tensões principais, representada pela distância do ponto *O* ao ponto *TT*, é substancialmente menor quando compara ao elemento de concreto armado.

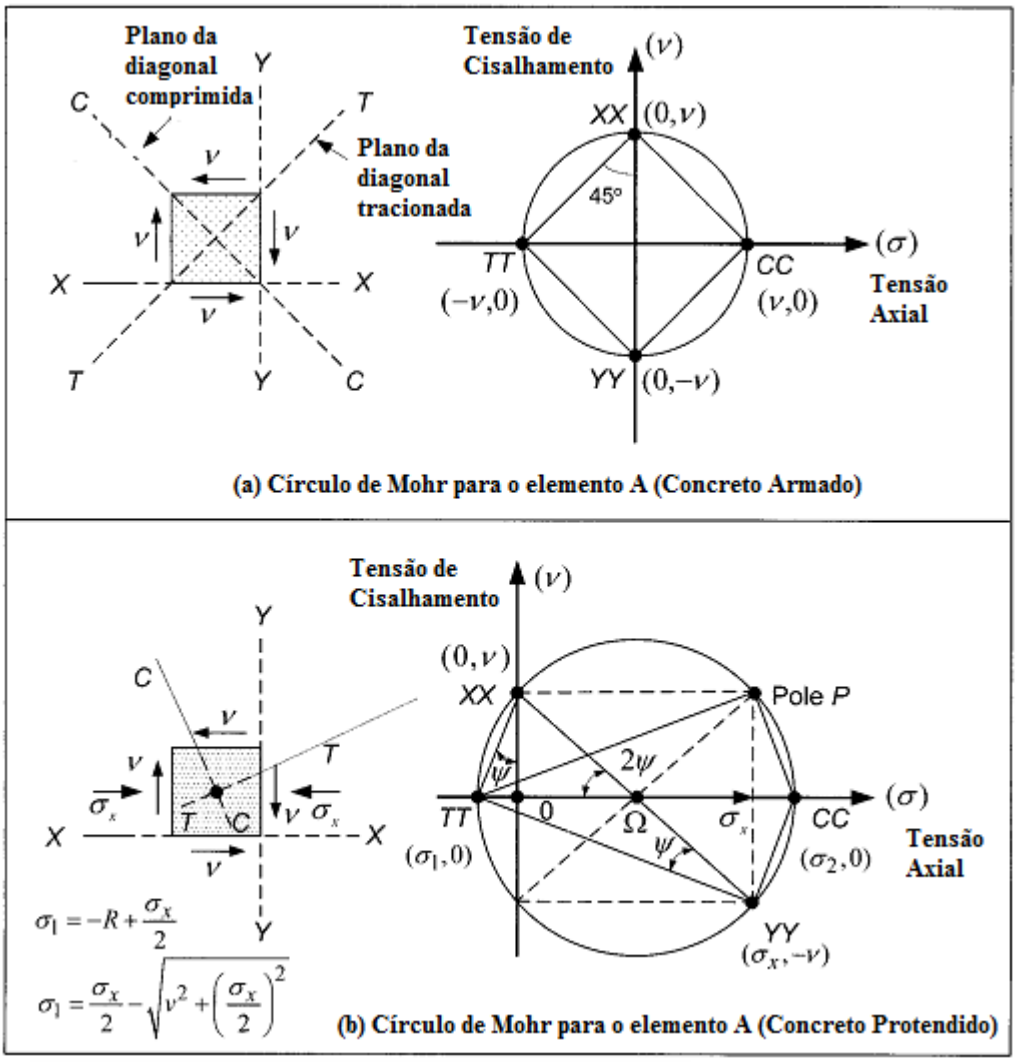


Figura 2.9 – Círculo de Mohr para elementos tomados ao longo da linha neutra

Assumindo que ν e σ_x são dados conhecidos, o raio do círculo pode ser determinado pela Equação 2.2:

$$R = \sqrt{\upsilon^2 + \left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2} \tag{2.2}$$

As tensões principais então são calculadas como pelas Equações 2.3 e 2.4:

$$\sigma_1 = -R + \frac{\sigma_x}{2} = -\sqrt{\upsilon^2 + \frac{\sigma_x^2}{4}} + \frac{\sigma_x}{2} \tag{2.3}$$

$$\sigma_2 = R + \frac{\sigma_x}{2} = \sqrt{\upsilon^2 + \frac{\sigma_x^2}{4}} + \frac{\sigma_x}{2} \tag{2.4}$$

O ângulo de inclinação ψ do plano principal de tração com relação ao eixo longitudinal do elemento é dado pelas Equação 2.5 e 2.6

$$\tan\psi = \frac{\sigma_1}{\upsilon} = \frac{\sigma_x}{2\upsilon} - \sqrt{1 + \left(\frac{\sigma_x}{2\upsilon}\right)^2} \tag{2.5}$$

$$\tan 2\psi = \frac{2\upsilon}{\sigma_x} \tag{2.6}$$

Observa-se então que como a tan ψ, na equação 2.6, é menor que 1, ψ também será menor que 45º. Comparando os resultados, observa-se que tanto as tensões de tração quanto o ângulo de inclinação, são menores para um elemento de protendido. A tensão de cisalhamento ao longo de uma seção qualquer de um elemento submetido à flexão é calculada pela Equação 2.7.

$$\upsilon_y = \left(\frac{Q}{b_y I}\right) V = \left(\frac{A_y \bar{y}}{b_y I}\right) V \tag{2.7}$$

onde:

v_y é a tensão de cisalhamento a uma distância y da linha neutra

Q é o primeiro momento de inércia sobre o eixo neutro da porção da seção fora do plano de cisalhamento considerado

A_y área da porção da seção fora do plano de cisalhamento

$\bar{y}$ distância do eixo ao centroide de A_y

b_y largura da seção

I momento de inércia da seção transversal

Observa-se que V é a força de cisalhamento da seção da viga considerada, e geralmente varia ao longo do vão. Para um dado valor de V, as tensões de cisalhamento variam ao longo da seção transversal. Diagramas com a variação das tensões cisalhantes para diferentes tipos de seções transversais, são apresentados na Figura 2.10. As tensões máximas de cisalhamento são máximas quando o plano é o cortado pela linha neutra

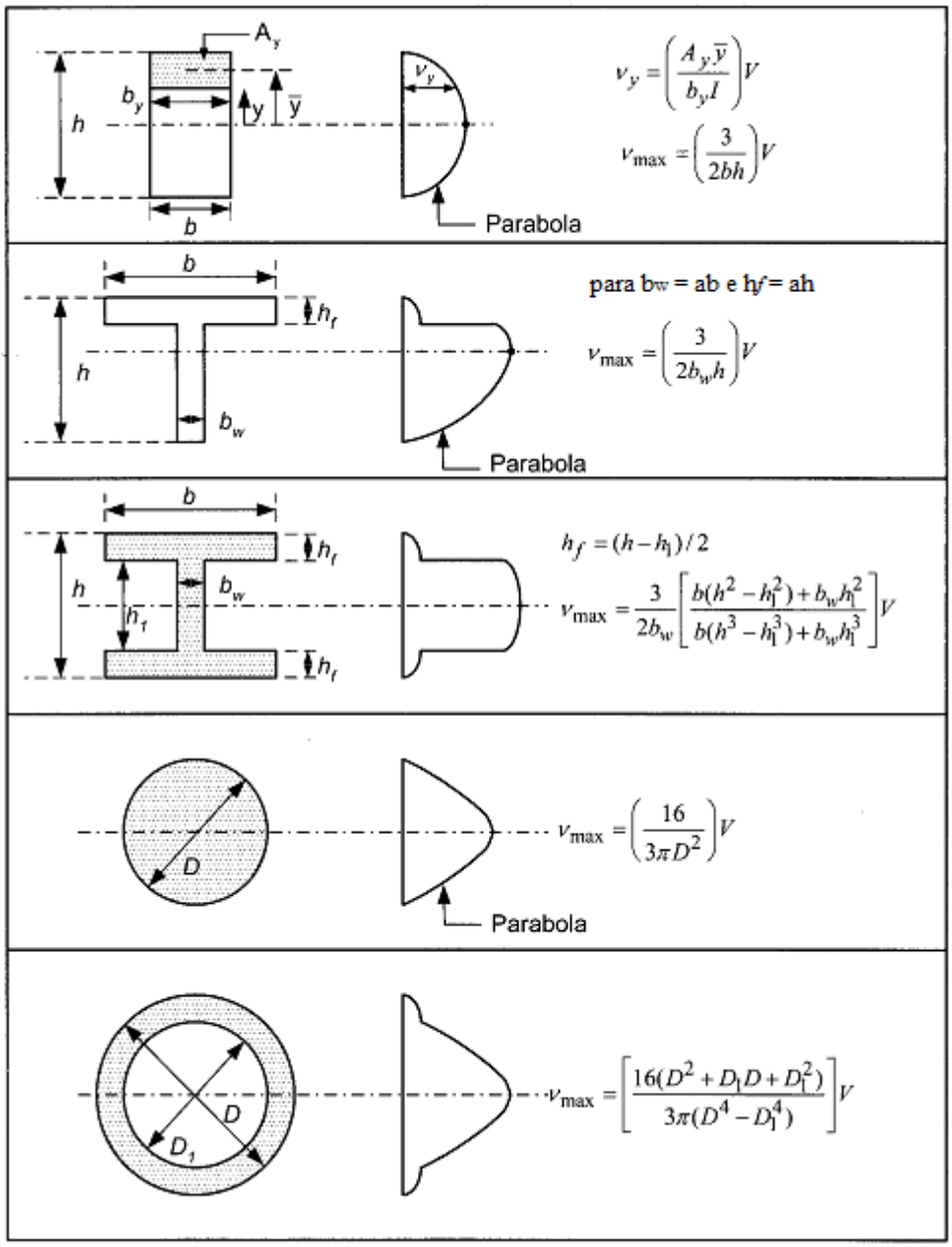


Figura 2.10 – Variação das tensões ao longo da seção

2.3.2 Tensões em Peças Fissuradas

As fissuras ocorrem no concreto quando suas tensões de tração são excedidas. Em alguns casos ocorre a combinação de ações entre momento fletor e esforço cortante sendo provável que ocorra mais de um tipo de fissuras. Um grande número de pesquisas tem mostrado e confirmado que dois tipos de fissuras de cisalhamento podem ocorrer em peças de concreto armado e protendido: fissuras de flexo-cisalhamento e fissuras de cisalhamento na alma. A maneira como

essas fissuras e desenvolvem e crescem, depende da magnitude das tensões de cisalhamento e flexão.

As fissuras de flexo-cisalhamento ocorrem devido ao efeito combinado da flexão e do cisalhamento. A correspondente fissura se inicia na flexão, com fissuras normais ao eixo longitudinal do elemento. Devido ao aumento das tensões na diagonal tracionada, elas se desviam e se propagam em uma direção inclinada, em relação ao eixo longitudinal do elemento, direção que corresponde ao plano da diagonal tracionada.

Vigas muito delgadas geralmente falham na flexão, ou por escoamento da armadura de tração ou por esmagamento do concreto. No entanto, em vigas com relação a/d baixa, a ruptura por flexo-cisalhamento pode ocorrer antes da ruptura por flexão. Em vigas medianamente esbeltas, as fissuras se propagam até tornar-se instável. Em vigas relativamente largas, uma segunda fissura desencadeada pelas fissuras de flexão, se propagam horizontalmente ao longo da armadura longitudinal, levando a uma perda da ligação seguida por uma perda de ancoragem próxima ao apoio e uma sequente ruptura conhecida como tração diagonal. Como consequência, a parte superior do concreto pode sofrer esmagamento conhecido como ruptura por compressão diagonal. A Figura 2.11 e 2.12, mostram detalhes dos tipos de ruptura em flexo-cisalhamento.

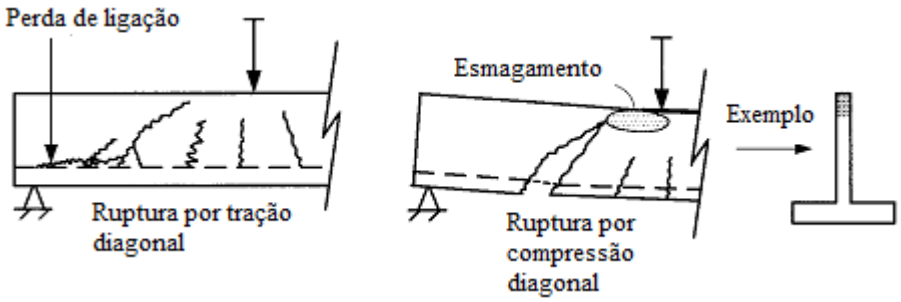


Figura 2.11 – Tipos de ruptura por cisalhamento

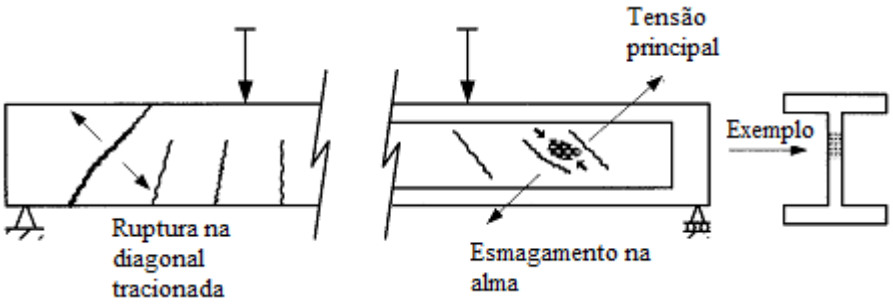


Figura 2.12 – Diagonais tracionadas e comprimidas

As fissuras por cisalhamento na alma ocorrem, geralmente, quando a magnitude das tensões principais é relativamente alta quando comparada as tensões de flexão. Esse fenômeno é característico de elementos com que possuem alma estreita, como o caso das vigas I, onde as fissuras por tração diagonal se desenvolvem antes das fissuras de flexão. As fissuras de cisalhamento na alma podem levar aos menos tipos de ruptura que as fissuras de flexo-cisalhamento como tração diagonal e esmagamento da diagonal comprimida do concreto. A Figura 2.13, mostra o caso típico de ruptura por cisalhamento na alma e flexo-cisalhamento.

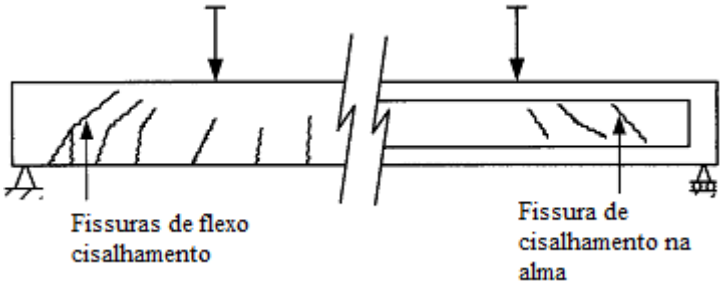
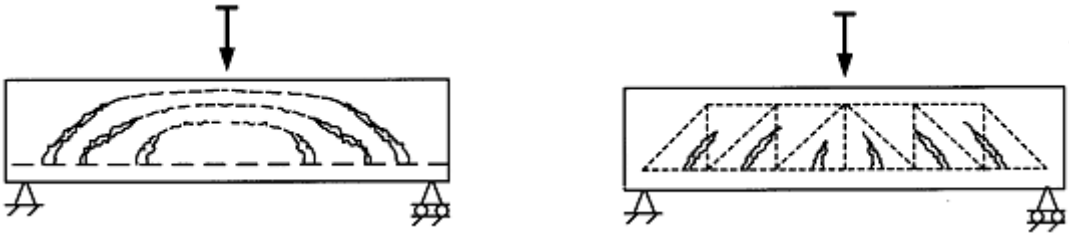


Figura 2.13 – Ruptura por cisalhamento na alma

2.3.3 Armadura e Cisalhamento

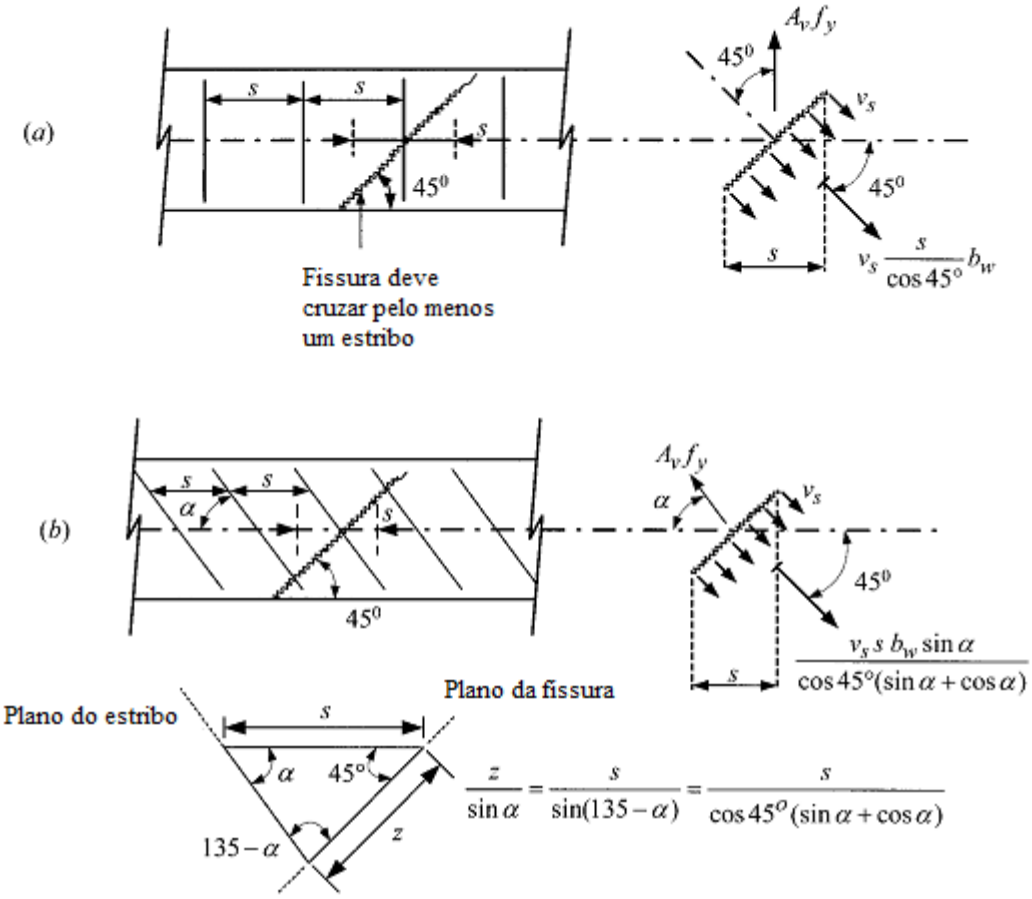
Muitos modelos têm sido propostos para simular o cisalhamento e os mecanismos de rupturas para vigas de concreto armado e protendido que incluem limites de mecanismo e analogias com arcos e treliças. A analogia de arco e treliça são mostrados na Figura 2.14. A analogia de treliça é a base para previsões da NBR 6118 (ABNT, 2014) para determinação da armadura de cisalhamento. É preferível evitar a ruptura ao cisalhamento, já que esta ocorre de maneira frágil e repentina. Para aumentar a resistência ao cisalhamento dos elementos de concreto armado e protendido, garantindo a ruptura por flexão, que é preferível devido ao seu caráter dúctil, se faz necessário a colocação de armadura de cisalhamento para que junto com os mecanismos do concreto possam combater o esforço cortante.



Analogia de arco Analogia de treliça

Figura 2.14 – Mecanismos de ruptura por cisalhamento baseado em analogia de treliça e arco

A abordagem para determinar a armadura de cisalhamento para o concreto protendido é idêntica à adotada para o concreto armado. A força resistida pela armadura de cisalhamento é necessária para equilibrar as tensões de tração na alma. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), parte do esforço é resistido pela armadura de cisalhamento e parte pelos mecanismos resistentes do concreto. É considerado que as fissuras de cisalhamento se propagam à 45º em relação ao eixo longitudinal do elemento, como mostra a Figura 2.15 (a), (b) e (c).



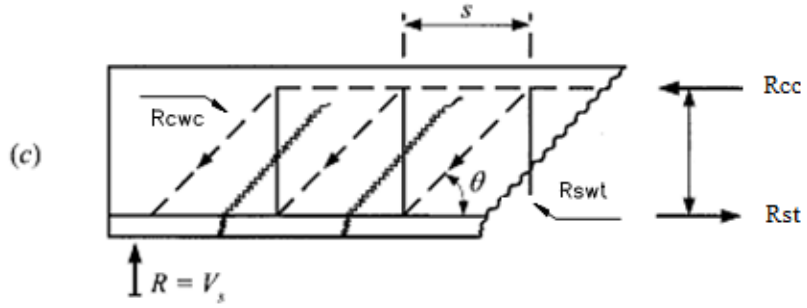


Figura 2.15 – Resistência ao cisalhamento devido a: (a) Estribos verticais, (b) Estribos inclinados e (c) Analogia ao modelo de treliça

A analogia ao modelo de treliça, adotado pela norma NBR 6118, descreve relativamente bem o comportamento de uma viga de concreto protendido e que satisfaz as condições de equilíbrio. Inicialmente proposto por Ritter em 1899 e ampliado por Emil Mörsch já no início do século passado o modelo considera que as barras da armadura de cisalhamento constituem as diagonais de tração e os prismas de concreto entre as fissuras de cisalhamento, as diagonais de compressão ou bielas. Tomando a Figura 2.15 (c), uma treliça da extremidade de uma viga na qual as diagonais tracionadas possuem uma inclinação qualquer entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal da peça, as diagonais comprimidas podem possuir inclinação menor ou igual a 45°, os banzos tracionado e comprimido são considerados paralelos e atua uma força cortante constante, temos a Equação 2.8:

$$s = z \cdot (\operatorname{cotg} \alpha + \operatorname{cotg} \theta) \tag{2.8}$$

Assim como na analogia clássica de treliça, por um método de determinação de esforços em treliças pode ser determinado o valor de R_{swt} pela Equação 2.9:

$$R_{swt} = \frac{V}{\operatorname{sen} \alpha} \tag{2.9}$$

Como R_{swt} refere-se ao comprimento s, para que se tenha um valor relativo, faz-se a divisão de R_{swt} por s para que seja determinado um esforço resultante por unidade de comprimento de viga, dada na Equação 2.10:

$$R'_{swt} = \frac{R_{swt}}{s} = \frac{V}{\operatorname{sen} \alpha} \cdot \frac{1}{z \cdot (\operatorname{cotg} \alpha + \operatorname{cotg} \theta)} = \frac{V}{z \cdot (\operatorname{cotg} \alpha + \operatorname{cotg} \theta) \cdot \operatorname{sen} \alpha} \tag{2.10}$$

Sabe-se ainda que:

$$R'_{swt} = A_{sw} \cdot \sigma_s \tag{2.11}$$

Onde:

A_{sw} é a area da seção transversal da armadura de cisalhamento;

σ_s é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura.

portanto:

$$R'_{swt} = \frac{R_{swt}}{s} = \frac{A_{sw} \cdot \sigma_s}{s} \tag{2.12}$$

Substituindo a Equação 2.12, tem-se a Equação 2.13:

$$\frac{A_{sw} \cdot \sigma_s}{s} = \frac{V}{z \cdot (\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \cdot \operatorname{sen}\alpha} \tag{2.13}$$

Onde, então, pode-se determinar a tensão atuante na armadura de cisalhamento, usando a Equação 2.14:

$$\sigma_s = \frac{V \cdot s}{A_{sw} \cdot z \cdot (\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \cdot \operatorname{sen}\alpha} \tag{2.14}$$

Esta tensão “σ_s", assim como na analogia clássica de treliça, no dimensionamento ao estado limite último (E.L.U.) alcança o valor "f_{yw}”. Desta forma o dimensionamento da armadura transversal é dado a partir da Equação 2.15:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V}{f_{yd} \cdot z \cdot (\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \cdot \operatorname{sen}\alpha} \tag{2.15}$$

2.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Para estimar a resistência ao cisalhamento das vigas de concreto protendido, foram utilizadas prescrições normativas de normas nacionais e internacionais de projetos de cisalhamento. As normas são:

- ACI 318:2011, *American building code requirements for reinforced concrete*. American Concrete Institute. (ACI, 2011)
- EUROCODE 2:2004, *Design of concrete structures.* European Committee for Standardization. (EC 2, 2004)
- NBR 6118 (ABNT, 2014), Projeto de estruturas de concreto. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

2.4.1 ACI 318:2011, American Building Code Requirements for Reinforced Concrete. American Concrete Institute. (ACI, 2011)

As equações para o cisalhamento de vigas de concreto protendido do ACI 318-11 é aplicada para elementos como fios, cabos ou barras, devendo ser baseada na resistência e comportamento em condições de serviço em todos os estágios de carregamento durante a vida da estrutura do momento da aplicação da primeira protensão. A resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido é baseada no modelo de analogia de treliça modificada, onde V_n é resistência nominal ao cisalhamento, obedecendo a condição de ser maior que o esforço cortante de cálculo na seção considerada V_u, mostrada na Equação 2.16.

$$\phi V_n \geq V_u \tag{2.16}$$

A resistência ao cisalhamento nominal é a soma da contribuição do concreto, V_c, com a contribuição da armadura transversal, V_s, mostrada na Equação 2.17

$$V_n = \phi V_c + \phi V_s \tag{2.17}$$

onde:

φ fator de redução: 0,75

Para o cálculo da parcela V_c, esta norma especifica dois métodos de cálculo para elementos de concreto protendido, denominados de *Método Simplificado* e *Método Detalhado*. O método simplificado (Equação 2.18) foi empiricamente derivada, sendo projetada para ser simples e evitar expressões longas e complexas. No entanto, este método é limitado à elementos com protensão efetiva superior a 40% da tensão de tração da armadura de flexão, e o termo V_c é limitado a $\left(2\lambda\sqrt{f_c}\right)b_w d$ e $\left(5\lambda\sqrt{f_c}\right)b_w d$. O limite superior destina-se a servir como uma restrição à ruptura na alma do elemento.

$$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f_c} + 4.82\,\frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d \tag{2.18}$$

onde:

λ fator de modificação das propriedades mecânicas do concreto igual a 1;

f_c resistência à compressão do concreto;

V_u cortante na seção considerada;

M_u momento na seção considerada;

b_w largura do elemento;

d distância da fibra extrema mais comprimida ao centro de gravidade da armadura de protensão e longitudinal, mas não menor que $0.8h$;

h altura total do elemento;

O método detalhado assume dois diferentes tipos de fissuras inclinadas para o concreto protendido: fissuras de flexo-cisalhamento ou flexão cisalhamento (V_{ci}); e fissuras de cisalhamento na alma (V_{cw}); como mostra a Figura 2.16 (Comissão ACI 318 2011). Com base nestas considerações, o termo V_c é tomado como sendo o menor entre flexo-cisalhamento e cisalhamento.

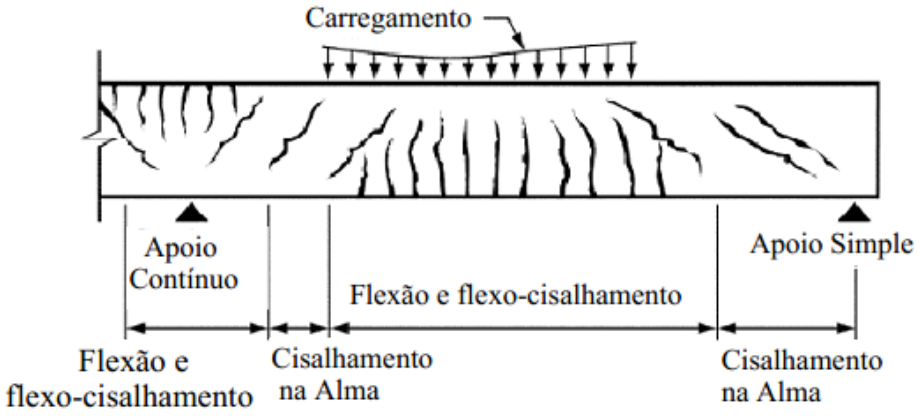


Figura 2.16 – Padrão de fissuração para vigas de concreto (Adotado pela comissão ACI 318/2011)

O cortante formado em flexo-cisalhamento, dado na Equação 2.19, é a soma do cortante que gera as fissuras iniciais de flexão na seção em questão (primeiro termo da Equação 2.19) mais um cortante adicional que une a fissura de flexão com as de cisalhamento (terceiro termo da Equação 2.19), não podendo ser maior que $\left(0.14\lambda\sqrt{f_c(MPa)}\right)b_w d$.

$$V_{ci} = \left(0.05\lambda\sqrt{f_c(MPa)}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}\right) > \left(0.14\sqrt{f_c(MPa)}b_w d\right) \qquad (2.19)$$

onde:

d_p distância da fibra extrema mais comprimida ao centro de gravidade da armadura de protensão, mas não menor que 0.8*h;*

V_d cortante na seção considerada devido ao peso próprio;

V_i cortante na seção considerada devido ao carregamento externo ocorrendo simultaneamente com M_{max};

M_{max} momento máximo na seção devido ao carregamento;

M_{cre} momento que gera fissuras de flexão na seção devido a aplicação do carregamento, calculado pela Equação 2.20:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)\left(0.5\lambda\sqrt{f_c(MPa)} + f_{pe} - f_d\right) \qquad (2.20)$$

I momento de inércia da seção;

y_t distância do centro de gravidade à face tracionada;

f_{pe} tensão de compressão no concreto devido a força efetiva de protensão;

f_d tensão do peso próprio gerado pelo carregamento externo;

O cortante que gera a ruptura na alma do elemento, causa fissuras diagonais com poucas fissuras de flexão. A Equação 2.21 mostra o cálculo do V_{cw}.

$$V_{cw} = \left(0.29\lambda\sqrt{f_c(MPa)} + 0.3f_{pc}\right)b_w d + V_p \tag{2.21}$$

onde:

f_{pc} tensão de compressão do concreto, no centroide da seção transversal, que resiste ao carregamento externo;

V_p componente vertical da força de protensão;

Em termos de V_s, o ACI 318-11 adota inclinação de 45º para o modelo de treliça. Assim, a contribuição da armadura transversal ao eixo do elemento é dado pela Equação 2.22, e não pode ser tomada maior que $0.66\sqrt{f_c}b_w d$. Este limite superior foi adotado para evitar a falha por esmagamento da diagonal comprimida do concreto antes do escoamento da armadura transversal.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \tag{2.22}$$

onde:

A_v é a área de armadura de cisalhamento na distância s, em mm²;

f_{yt} é a tensão de escoamento do aço utilizado na armadura de cisalhamento, em MPa;

s é o espaçamento da armadura de cisalhamento medida na direção paralela à armadura longitudinal; mm.

2.4.2 EUROCODE 2:2004: Design Of Concrete Structures – Part 1: General Rules And Rules For Buidings (2004)

O EUROCODE 2: *Design of Concrete Structures*, especifica dois métodos de cálculo para a resistência ao cisalhamento como função da presença ou não de armadura transversal. Para elementos sem armadura de cisalhamento, a resistência é expressa em termos de V_c. Para elementos com armadura de cisalhamento, a resistência é expressa somente em termos de V_s, sendo desconsiderada a parcela V_c.

Para elementos sem armadura transversal, a norma europeia define a resistência ao cisalhamento segundo a Equação 2.23, não podendo ser menor que $\left[v_{min} + k_1\, \sigma_{cp}\right] b_w\, d$.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100\, \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1\, \sigma_{cp}\right] b_w\, d \qquad (2.23)$$

onde:

$V_{Rd,c}$ resistência ao cisalhamento de cálculo de elementos sem armadura de cisalhamento;

$C_{Rd,c}$ fator com valor recomendado de $(0{,}18/\gamma_c)$;

γ_c 1.2 ou 1.5;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ com d em mm;

ρ_l taxa de armadura longitudinal; $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w\, d} \leq 0{,}02$;

A_{sl} área de armadura longitudinal em mm²;

b_w largura da seção transversal em mm;

d altura útil da seção transversal, sendo do centro de gravidade da armadura de protensão até a fibra mais comprimida em mm;

f_{ck} resistência à compressão do concreto em MPa;

k_1 fator com valor recomendado de 0,15;

σ_{cp} tensão de compressão do concreto devido à protensão, em MPa, calculado como:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ED}}{Ac} \leq 0.2 f_{cd}$$

N_{Ed} força de protensão após todas as perdas, em N;

A_c área da seção transversal do concreto, em mm².

$$\nu_{min} = 0.035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Em elementos protendidos com vão único e sem armadura de cisalhamento, o cortante nas regiões não fissuradas pelo momento fletor é calculado pela Equação 2.24:

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_! \sigma_{cp} f_{ctd}} \tag{2.24}$$

I segundo momento de área em mm^4;

b_w Largura do elemento em mm;

S primeiro momento de área acima e abaixo do eixo centroidal em mm^4;

f_{ctd} resistência à tração do concreto em MPa;

$\boldsymbol{\alpha}_l$ $= l_x/l_{pt2} \leq 1.0$ para elementos pré-tensionados;

=1.0 para outros tipos de protensão;

Para elementos protendidos com armadura de cisalhamento, o valor da resistência ao cisalhamento é o menor valor entre a parcela proveniente da armadura, V_{Rds} e o valor máximo limite do esmagamento da diagonal comprimida, $V_{Rd,max}$. As Equações 2.25 e 2.26 calculam, respectivamente, a parcela proveniente da armadura transversal e da biela.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} cot\ \theta \tag{2.25}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu f_{cd}}{cotg\ \theta + tg\ \theta} \tag{2.26}$$

onde:

A_{sw} é a área da seção transversal da armadura de cisalhamento;

s espaçamento dos estribos;

z braço de alavanca, 0.9 d, com *d* em mm;

f_{ywd} tensão de escoamento da armadura de cisalhamento;

Para elementos de concreto armado e protendido, se a tensão de projeto da armadura de cisalhamento é menor que 80% da tensão característica de escoamento, **ν** deve ser tomado como nas Equações 2.27 e 228

$$\nu = 0.6 \text{ para } f\text{ck} \geq 60\text{MPa} \tag{2.27}$$

$$\nu = 0.9 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.5 \text{ para } f\text{ck} \leq 60\text{MPa} \tag{2.28}$$

2.4.3 NBR 6118/2014, Projeto de Estruturas de Concreto. Associação Brasileira de Normas Técnicas. (NBR 6118, 2014)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta dois modelos de cálculo baseados na analogia em modelo de treliça, de banzos paralelos, associados a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por um a componente adicional V_c. A resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as condições expressas nas Equações 2.29 e 2.30.

$$V_{Rd2} \geq V_{sd} \tag{2.29}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \tag{2.30}$$

onde:

V_{Sd} é o esforço cortante solicitante em N;

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto em N;

V_{Rd3} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, em N;

V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça em N;

V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal em N;

O dimensionamento ao cisalhamento para peças protendidas é o mesmo para o concreto armado, tanto para verificação da ruína das diagonais comprimidas quanto para diagonais tracionadas baseada nos modelos apresentados a seguir.

2.4.3.1 Modelo de Cálculo I

O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de θ=45°em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{Sd}.

A verificação da diagonal comprimida do concreto é calculado pela Equação 2.31:

$$V_{Rd2} = 0{,}27\alpha_v f_{cd} b_w d \qquad (2.31)$$

onde:

$\alpha_v = (1-f_{ck}/250)$;

A verificação da diagonal tracionada e o cálculo da armadura transversal é dado pela Equação 2.15.

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

$V_{sw} = (A_{sw}/ s)\ 0{,}9\ d\ f_{ywd}\ (\text{sen}\ \alpha + \cos\alpha)$

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0}\ (1+ M_0/ M_{Sd,máx}) \leq 2\ V_{c0}$ na flexo-compressão;

$V_{c0} = 0{,}6\ f_{ctd}\ b_w\ d$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$

onde:

b_w é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d; entretanto, no caso de elementos estruturais protendidos, quando existirem bainhas injetadas com diâmetro $\varphi > b_w/8$, a largura resistente a considerar deve ser (b_w- 1/2Σφ), na posição da alma em que essa diferença seja mais desfavorável, à exceção do nível que define o banzo tracionado da viga;

d é a altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração; entretanto no caso de elementos estruturais protendidos com cabos distribuídos ao longo da altura, d não precisa ser tomado com valor menor que 0,8h, desde que exista armadura junto à face tracionada de forma a satisfazer o item 17.4.1.2.2, desta norma;

s é o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw}, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} é a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa; entretanto, no caso de armaduras transversais ativas, o acréscimo de tensão devida à força cortante não pode ultrapassar a diferença entre f_{py} da tensão de protensão, nem ser superior a 435 MPa;

α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45° \leq \alpha \leq 90°$;

M_0 é o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{d,max}$), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{Sd}, sendo essa tensão calculada com valores de γ_f e γ_p iguais a 1,0 e 0,9 respectivamente; os momentos correspondentes a essas forças normais não devem ser considerados no cálculo dessa tensão pois são considerados em M_{Sd}; devem ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão;

$M_{Sd,max}$ é o momento fletor de cálculo, máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o de maior valor no semitramo considerado (para esse cálculo não se consideram os momentos isostáticos de protensão, apenas os hiperestáticos);

2.4.3.2 Modelo de Cálculo II

O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variável livremente entre 30°e 45°. Admite ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{Sd}.

A verificação da diagonal comprimida do concreto é calculada pela Equação 2.32:

$$V_{Rd2} = 0{,}54\alpha_{v2} f_{cd} b_w d \sin^2\theta\,(\cot\alpha + \cot\theta) \qquad (2.32)$$

com:

α_{v2}= (1- f_{ck}/250) e f_{ck}, em MPa;

A verificação da diagonal tracionada e o cálculo da armadura transversal é dado pela Equação 2.15.

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

V_{sw}= (A_{sw}/ s) 0,9 d f_{ywd} (cotg α + cotg θ) sen α

V_c = 0, em elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

V_c = V_{c1}, na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

V_c = V_{c1} (1+ M_0/ $M_{Sd,máx}$) < 2 V_{c1} na flexo-compressão, com:

V_{c1} = V_{c0} quando $V_{Sd} \leq V_{c0}$

V_{c1} = 0 quando V_{Sd} = V_{Rd2}, interpolando-se linearmente para valores intermediários.

São mantidas a notação e as limitações definidas para o modelo I.

2.5 TRABALHOS REALIZADOS

Nessa etapa são apresentados resultados de pesquisas que descrevem alguns dos parâmetros que influenciam na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido, tendo enfoque semelhante ao desta pesquisa, apresentando resultados que podem embasar e fundamentar o desenvolvimento deste trabalho.

2.5.1 LASKAR e HSU (2010)

Esta pesquisa teve como objeto estudar o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto protendido variando a taxa de armadura transversal, o traçado do cabo de protensão e a relação vão altura útil (a/d). Cinco vigas com 7620 mm de comprimento, f_c' médio de 70,5 Mpa, seção transversal em e altura útil de 568 mm, foram ensaiadas para obter informações sobre o efeito das variáveis citadas na resistência ao cisalhamento das vigas protendidas. As vigas B1, B2 e B3 tiveram traçado reto e foram projetadas para o modo de ruptura por cisalhamento, com relação a/d (1,61), e as vigas B4 e B5, com traçado parabólico, também com ruptura por cisalhamento, tiveram relação a/d (4,29). A taxa de armadura transversal das vigas variou de ρ_w = 0,17% para as vigas B1, B4 e B5 e de ρ_w = 0,95% para as vigas B2 e B3. A Tabela 2.1 mostra os parâmetros de ensaio, além das cargas últimas experimentais e os modos de ruptura.

O sistema de ensaio foi montado em um pórtico de reação onde dois macacos hidráulicos com capacidade para 1400 kN, aplicaram cargas verticais localizadas nos extremos das vigas simultaneamente. As deformações na armadura transversal, na armadura de flexão e no concreto foram medidos por extensômetros elétricos, com um total de dezesseis extensômetros ao longo das vigas. Os deslocamentos foram medidos através de trinta *Linear Voltage Differential Transformers* (LVDT's) em diversos pontos e em ambas as faces da viga na seção central. As Figuras 2.17, 2.18 e 2.19 mostram detalhes do sistema de ensaio, e a Tabela 2.1 mostra as características e os resultados experimentais das vigas de Laskar e HSU. A Figura 2.20 mostra o diagrama carga x deformação para as vigas de Laskar e HSU.

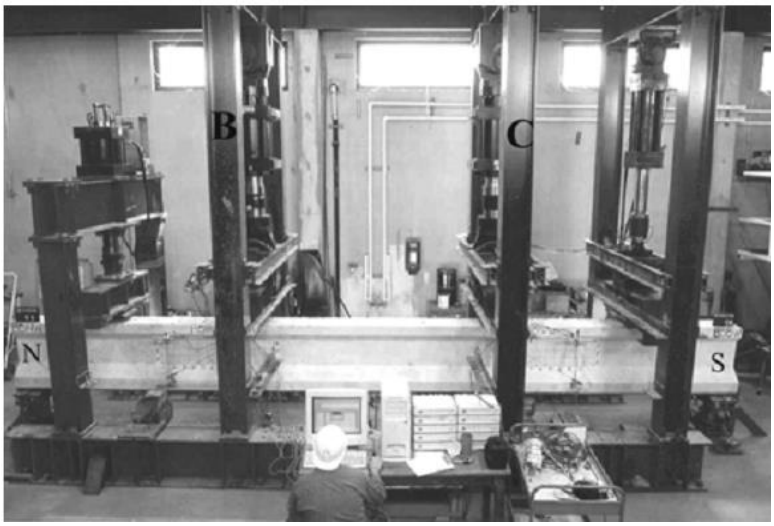


Figura 2.17 – Ensaios de Laskar e HSU

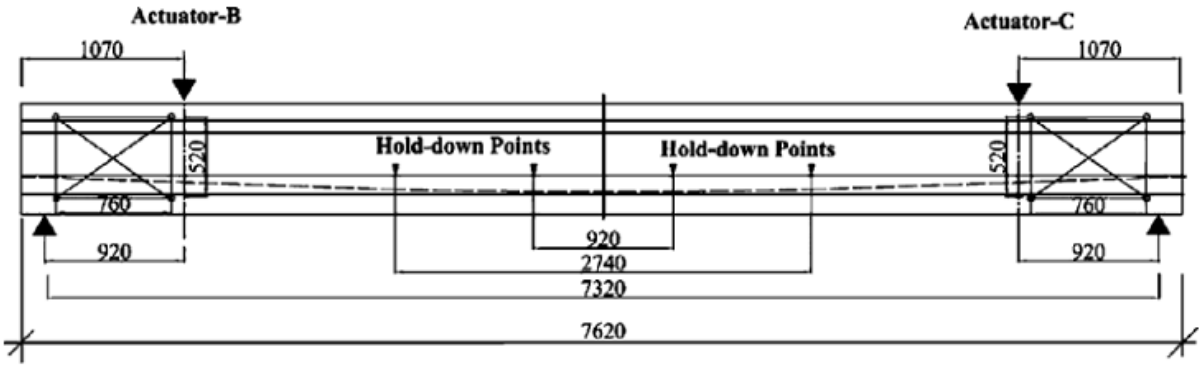


Figura 2.18 – Ensaios de Laskar e HSU para vigas com relação a/d=1,61

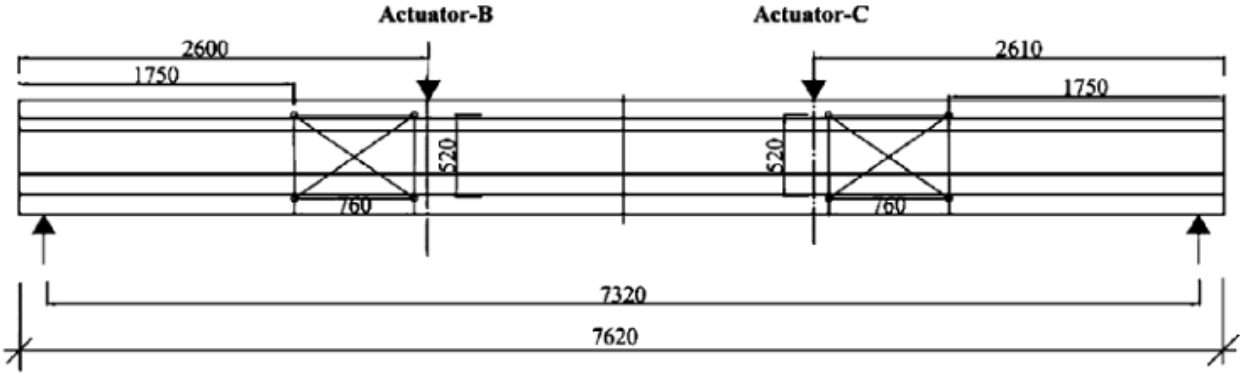


Figura 2.19 – Ensaios de Laskar e HSU para vigas com relação a/d=4,29

Tabela 2.1– Variáveis e modos de ruptura das vigas de Laskar e HSU

Vigas	l mm	d mm	b_f mm	b_w mm	f_c' Mpa	a/d	Traç.	ρ_w %	s mm	*Vu* kN	*Mu* kN.m	Modos de Ruptura
B1	7620	568	150	50	72,4	1,61	R	0,17	250	840,2	892	Cisalh. Alma
B2					74,5	1,61	R	0,95	178	1040,8	1106	Cisalh. Alma
B3					64,6	1,61	P.	0,95	178	1014	1077	Flexo cisalh.
B4					71	4,29	R	0,17	250	430	470	Flexo cisalh.
B5					64,5	4,29	P	0,17	250	450	490	Flexo cisalh.

R traçado do cabo reto
P traçado do cabo parabólico

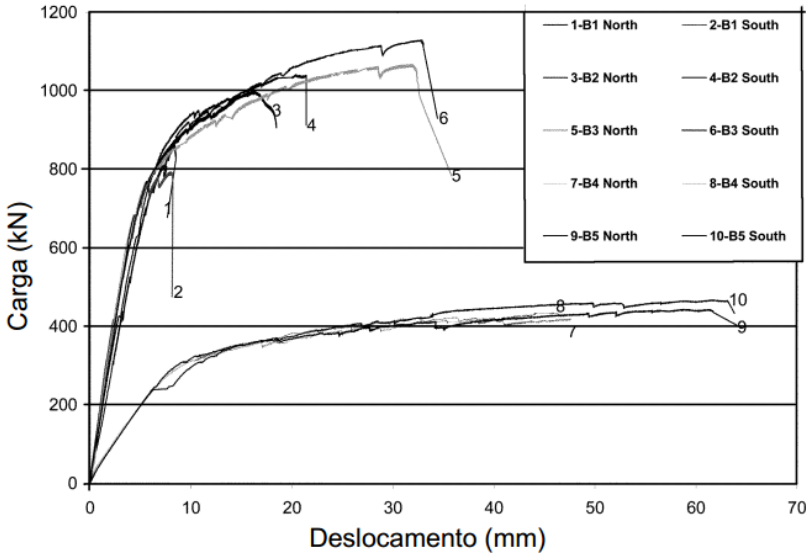


Figura 2.20 – Carga x deformação para as vigas de Laskar e HSU

Observou-se que as tensões de fissuração foram maiores para as B1 e B2, com traçado do cabo reto, quando comparadas com as vigas com traçado parabólico, B3 e B5, devido a componente horizontal dos cabos. As vigas com traçado parabólico se mostraram mais eficientes em relação as vigas com traçado reto no combate ao esforço cortante reduzindo em torno de 10% o cortante solicitante das vigas em relação as vigas com traçado reto. Os resultados experimentais mostraram, também, que as vigas tiveram dois modos de ruptura, segundo a norma norte americana ACI 318/2011: Flexo Cisalhamento (*Flexure Shear)* e Cisalhamento na Alma (*Web Shear)*. As vigas que romperam em cisalhamento na alma apresentaram ruptura frágil, enquanto

que as vigas que romperam em flexo cisalhamento tiveram ruptura dúctil. As vigas com relação a/d 4,29, tiveram ruptura dúctil quando comparadas as vigas com a/d 1,61, mostrando a forte influência deste parâmetro na resistência ao cisalhamento de vigas protendidas. As vigas B1 e B2, que tiveram como variáveis apenas a taxa de armadura transversal, tiveram ruptura frágil, devido à baixa relação a/d, sendo a resistência da viga B1 30% maior que da viga B2.

2.5.2 MACGREGOR (1960)

O objetivo desta investigação foi avaliar o efeito do traçado do cabo de protensão na resistência ao cisalhamento de vinte e duas vigas de concreto protendido, com ângulo de inclinação medido do centro geométrico da armadura de protensão, na seção central, até o eixo longitudinal da viga, variando de zero a dez graus. Para conseguir as diversas inclinações, o autor utilizou parafusos presos a barras fixadas a uma barra rígida. Todas as vigas foram primeiramente protendidas, antes do lançamento do concreto, por uma máquina de rosqueamento automático que aplicou rotação em parafusos especiais roscáveis. As extremidades consistiam de duas chapas de apoio para os parafusos roscáveis e de dois tubos metálicos que serviam para acomodar e orientar os cabos em sua posição. A Figura 2.21 mostra detalhes do sistema de protensão e ancoragem.

As vigas foram ensaiadas em um pórtico de reação composta por uma viga metálica que reagiu a um macaco hidráulico ligado à um dinamômetro com capacidade de 230 kN que mediu o carregamento. O carregamento foi aplicado em uma viga metálica de distribuição apoiada em dois pontos que transmitiam o carregamento às vigas. A Figura 2.22 mostra o sistema de ensaio das vigas de MACGREGOR.

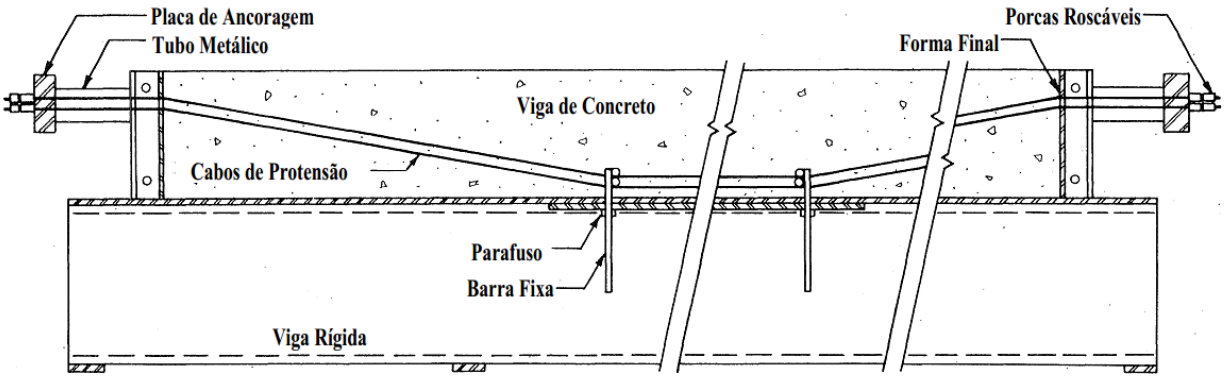


Figura 2.21 – Sistema de protensão e ancoragem de MACGREGOR

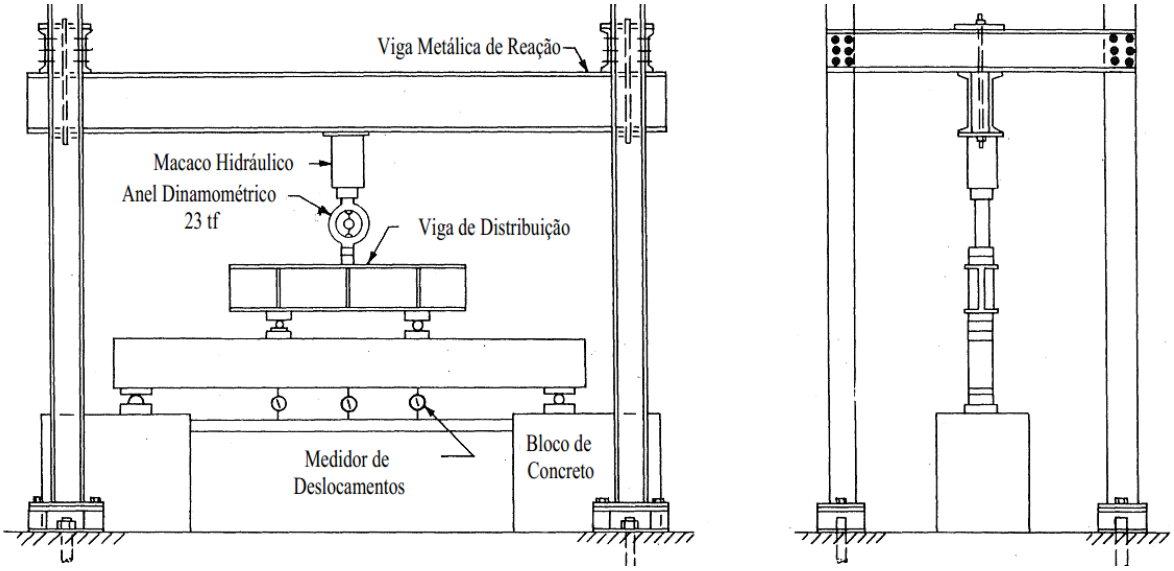


Figura 2.22 – Sistema de ensaio de MACGREGOR

As vigas foram divididas nos grupos *A*, *B* e *C*. O grupo ***A*** faz referência a única viga com seção retangular de (150 x 300) mm e excentricidade ***e***, medida do centro geométrico da armadura de protensão até o eixo da viga, de 101 mm, e ângulo de inclinação dos cabos (ϕ) formado com a horizontal, na seção central, de 6,45º. O grupo ***B*** (17 vigas) faz referência às vigas de seção **I** com espessura da alma de 76 mm, com excentricidade do cabo de protensão variando de 103 mm a 107 mm e ângulo de inclinação do cabo variando de 0º à dez 10º. Deste grupo, as cinco vigas denominadas de *BV* tinham armadura de cisalhamento. O grupo ***C*** (4 vigas) faz referência as vigas de seção I com espessura da alma de 45 mm, com excentricidade do cabo variando de 106 mm a 112 mm e ângulo de inclinação do cabo variando de 0º a 4º. A Tabela 2.2 mostra as características das vigas.

Tabela 2.2 – Características das vigas de MacGREGOR

Vigas	f_c' (MPa)	b_f (mm)	b_w (mm)	d (mm)	σ_p (MPa)	Φ (º)	Nº Cabos
AD.14.37	22,5	152	152	254	742	6,45	11
B.14.34	18,2		80		805	0	12
B.14.41	20				805	0	12
BD.14.18	43				861	2,70	13
BD.14.19	43				784	5,00	12
BD.14.23	26,6				693	10	11
BD.14.26	24				812	10	11
BD.14.27	24				777	2,22	11
BD.14.28	23				826	1,53	11
BD.24.32	18,6				770	1,88	11
BD.14.34	18				770	6,28	11
BD.14.35	20				770	2,38	11
BD.14.42	26				567	6,45	11
BV.14.30	28				861	3,25	11
BV.14.32	26				784	3,25	12
BV.14.34	25				868	2,70	12
BV.14.35	23,5				805	5,36	12
BV.14.42	20				840	6,80	13
CD.13.23	26,5		45		840	0	12
CD.13.24	25				784	3,40	12
CD.13.25	24				826	2,85	12
CD.14.34	17,5				735	1,88	11

O comportamento das vigas após a formação da fissura inicial (estado de descompressão), foi alterado de acordo com a inclinação dos cabos. Para vigas com altas inclinações dos cabos, houve em torno de 25% no aumento de carga, da formação da primeira fissura até a ruptura, quando comparado com as demais. Para as vigas com menores inclinações, não houve aumento significativo de carga, da formação da primeira fissura até a ruptura. Isso ocorreu devido a componente horizontal para os cabos com baixas inclinações serem maiores para os cabos com maiores inclinações, levando ao aumento das tensões que causam as fissuras nas vigas com cabos de menores inclinações. A Figura 2.23 mostra o estado de fissuração de algumas vigas após a ruptura.

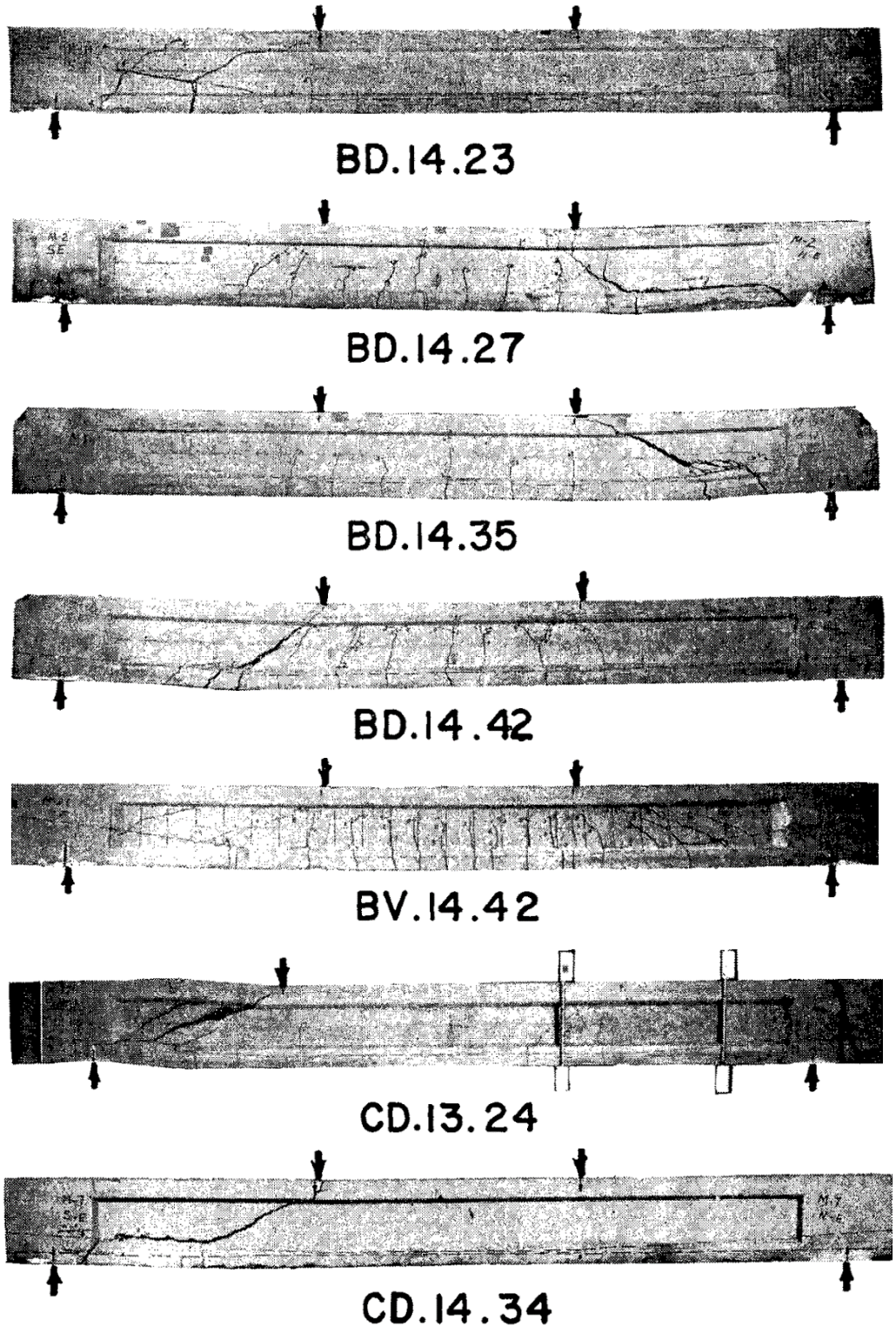


Figura 2.23 – Modos de ruptura observados das vigas de MACGREGOR

A maior parte das vigas tiveram ruptura dúctil rompendo ou por flexão ou por cisalhamento com predominância de fissuras de flexão. Todas as vigas do grupo *C* romperam por cisalhamento com rupturas frágeis.

Das vinte e duas vigas, cinco romperam por flexão e quinze romperam por cisalhamento, com duas vigas rompendo por falha na ancoragem. Para as vigas com maiores inclinações (10º) e maiores níveis de protensão, as tensões de tração na alma das vigas excederam a resistência à tração do concreto antes que as fissuras de flexão se propagassem para o vão de cisalhamento, ocasionando uma ruptura frágil e brusca. Nas vigas com inclinações moderadas (5º - 7º), foram observadas fissuras de flexão no vão de cisalhamento antes que a resistência à tração do concreto fosse excedida, expandindo para o vão de cisalhamento a medida que o carregamento fluía, se unindo, então às fissuras de cisalhamento, até romperem por cisalhamento de forma dúctil.

Nas vigas com níveis de protensão maiores, almas esbeltas e vãos de cisalhamentos curtos, as tensões principais de tração na alma excederam a resistência à tração do concreto antes que as fissuras de flexão ocorressem no vão de cisalhamento. Uma fissura inclinada na qual ocorre na alma antes das fissuras de flexão aparecem na vizinhança e é referida como "*fissuras de cisalhamento na alma*", ocasionando rupturas bruscas. Nas vigas com níveis moderados de protensão, com almas relativamente espessas, e vãos de cisalhamento relativamente grandes, fissuras de flexão ocorreram no vão de cisalhamento antes das tensões principais de tração serem suficientes para causarem ruptura por cisalhamento na alma, denominadas de ruptura por "*flexo cisalhamento*", com rupturas dúcteis. A Tabela 2.3 mostra as cargas e momentos últimos de ruptura e fissuração.

Tabela 2.3 – Resultados dos ensaios das vigas de MacGREGOR

Vigas	V_n kN	V_u kN	M_0 kN.m	M_u kN.m	M_{uf} kN.m	M_{us} kN.m	V_n/V_u	M_u/M_0	M_u/M_{uf}	M_u/M_{uS}	Modo de Ruptura
AD.14.37	51	42	26.5	36.3	54.2	-	0.64	1.00	0.49	-	C
B.14.34	34.5	36.7	34.2	39.2	54.2	-	8.49	1.01	0.81	-	C
B.14.41	39.2	41	34.4	49.8	42.4	-	9.21	1.13	0.68	-	C
BD.14.18	45.5	48	37.4	45.6	53.6	-	10.85	1.00	0.81	-	C
BD.14.19	45.5	49.5	44.1	22.8	61.4	-	11.16	1.00	0.72	-	C
BD.14.23	33.5	24.8	45.3	25.9	62.9	-	5.60	1.00	0.50	-	C
BD.14.26	35.5	28.3	22.8	40.4	45.1	-	6.38	1.00	0.60	-	C
BD.14.27	35.2	39.7	25.9	40.6	43.4	-	8.95	1.00	0.93	-	C
BD.14.28	36.6	-	40.4	35.9	43.4	-	-	-	0.93	-	F
BD.24.32	33.5	33	33.2	26.4	43.9	-	0.99	1.00	0.83	-	C
BD.14.34	33.4	35	26.4	39.2	43.1	-	1.06	1.08	0.62	-	C
BD.14.35	33.2	29	36.3	36.1	31.6	-	0.90	1.19	0.66	-	C
BD.14.42	36.6	44	30.2	50.0	51.5	-	1.15	1.21	0.74	-	C
BV.14.30	44.4	45.2	41.5	51.3	54.5	56.16	1.02	1.21	1.00	0.74	F.A
BV.14.32	44.4	46	42.2	59.8	56.0	58.64	1.03	-	0.94	0.87	F.A
BV.14.34	44.4	-	41.5	52.3	58.1	59.09	1.05	1.26	0.95	1.02	F
BV.14.35	42	-	39.8	51.3	59.3	61.12	1.03	1.29	1.05	0.85	F
BV.14.42	41.8	-	39.8	50.1	55.7	50.30	1.04	1.26	1.05	0.84	F
C.13.23	36.7	44.4	20.1	23.5	54.4	-	1.21	0.48	0.63	-	C
CD.13.24	37.2	47.5	27.7	31.6	47.7	-	1.27	1.14	0.73	-	C
CD.13.25	35.3	40.4	30.1	35.5	48.8	-	1.24	1.17	0.73	-	C
CD.14.34	26	44.3	22.1	22.1	42.9	-	0.93	1.00	0.52	-	C

V_n cortante de cálculo;

V_u cortante último experimental;

M_0 momento de fissuração experimental (primeira fissura);

M_u momento último experimental;

M_{uf} momento de cálculo na flexão cisalhamento;

M_{us} momento de cálculo no cisalhamento na alma;

C cisalhamento;

F flexão;

FA falha de ancoragem;

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo descreve-se o programa experimental que simulou situações, através de vários ensaios realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, para analisar o comportamento estrutural de vigas de concreto protendido ao cisalhamento. O experimento contou com seis modelos individuais de vigas com a intenção de simular a influência do perfil do cabo de protensão na resistência ao cisalhamento, analisando a influência das forças componentes geradas pela tração do cabo.

3.1 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DAS VIGAS

Foram ensaiadas seis vigas de concreto protendido, utilizando o sistema com cordoalha engraxada com pós tração, com duas diferentes inclinações dos cabos de protensão e variações na taxa de armadura de combate ao cisalhamento. As vigas foram projetadas com a mesma seção, de (150 x 450) mm e comprimento de 2400 mm, com um vão ensaiado de 2000 mm. Estas dimensões foram fortemente influenciadas pela inclinação dos cabos de protensão. Como o efeito favorável da protensão depende da excentricidade dos cabos, que por sua vez depende da profundidade das vigas, optou-se por utilizar vigas altas para se observar com maior magnitude o efeito das componentes transversais, no caso de perfis inclinados, e das componentes longitudinais, observadas tanto em perfis retos quanto inclinados, esperando-se assim que as dimensões adotadas sejam adequadas para o proposito desta pesquisa. Além disso, vale ressaltar que as limitações do pórtico de reação do Laboratório de Engenharia Civil limitam o tamanho das peças.

As vigas foram divididas e classificadas em três séries, com duas vigas por série. Na primeira, foram projetadas vigas sem estribos, como referência, sendo uma com traçado do cabo reto e outra com traçado parabólico. A segunda série, foi projetada com armaduras transversais espaçadas de 250 mm, com a mesma configuração de traçado da primeira série. Por fim, a terceiro série foi montada com armadura transversal espaçada a cada 150 mm, também com traçado reto e parabólico. A Figura 3.1 mostra detalhes dos perfis do cabo de protensão e a Tabela 3.1 mostra detalhes das vigas.

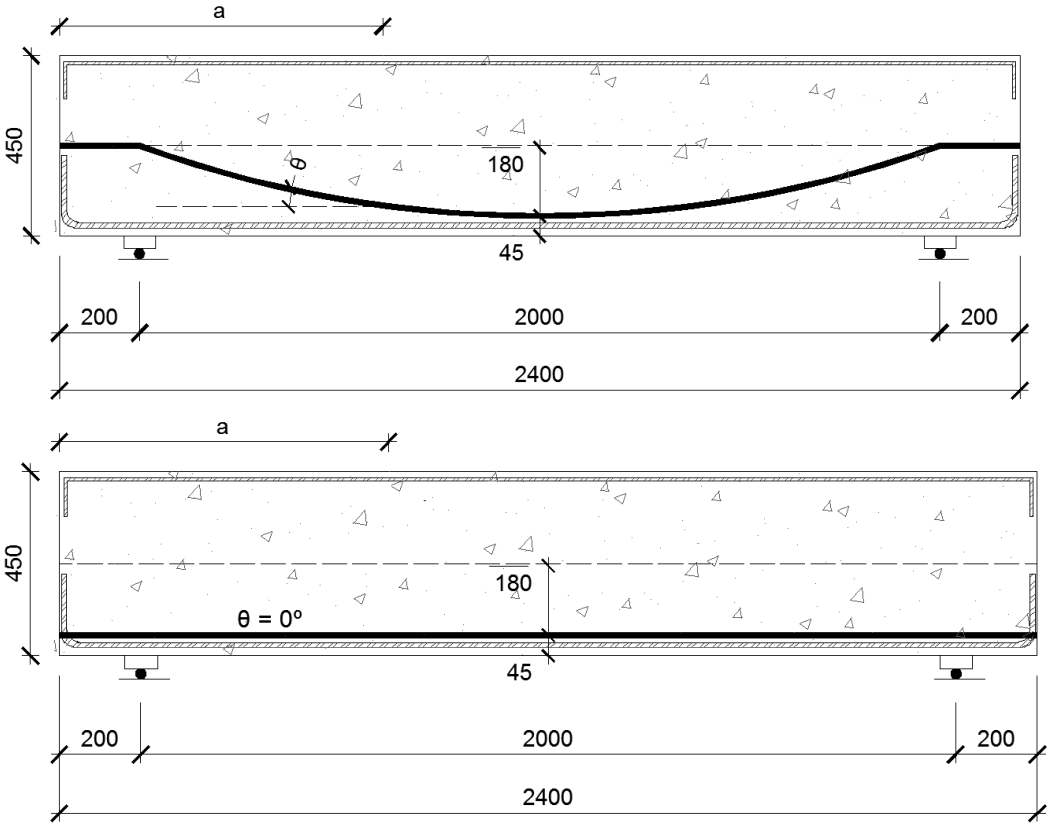


Figura 3.1 – Detalhes das vigas com traçado parabólico e reto

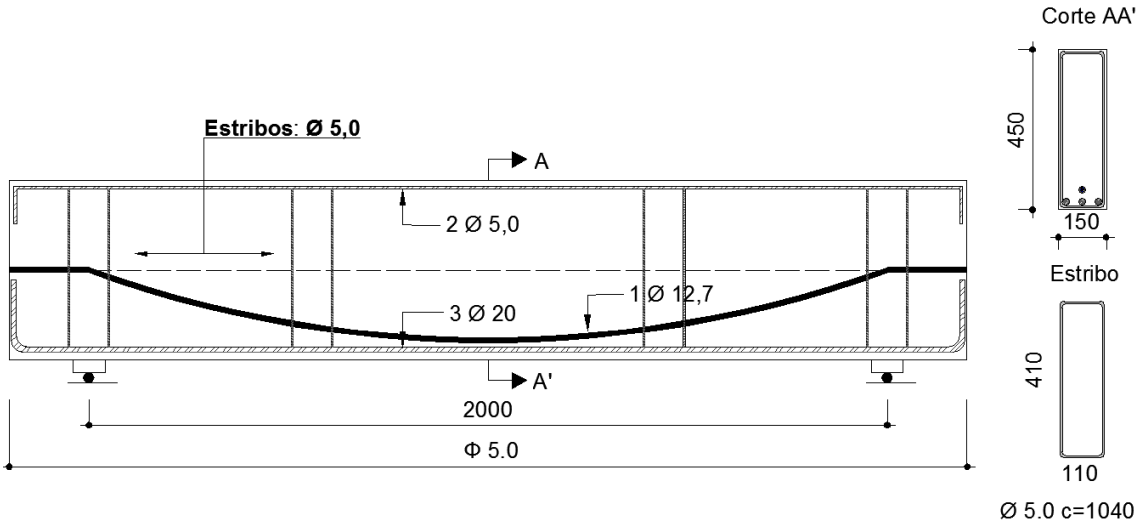
Tabela 3.1– Caraterísticas das vigas

Vigas	***l*** ***mm***	***b_w*** ***mm***	***d_s*** ***mm***	***d_p*** ***mm***	***e_p*** ***mm***	***A_s*** ***mm²***	***A_p*** ***mm²***	***c_s*** ***mm***	***c_p*** ***mm***	***f_{ck}*** ***MPa***	***E_s*** ***GPa***	***E_p*** ***GPa***	***θ*** ***(º)***	***Tr***
VCPR 0	2400	150	425	398	180	942	101	20	45	30	210	195	0	R
VCPP 0													16	P
VCPR 250													0	R
VCPP 250													16	P
VCPR 150													0	R
VCPP 150													16	P

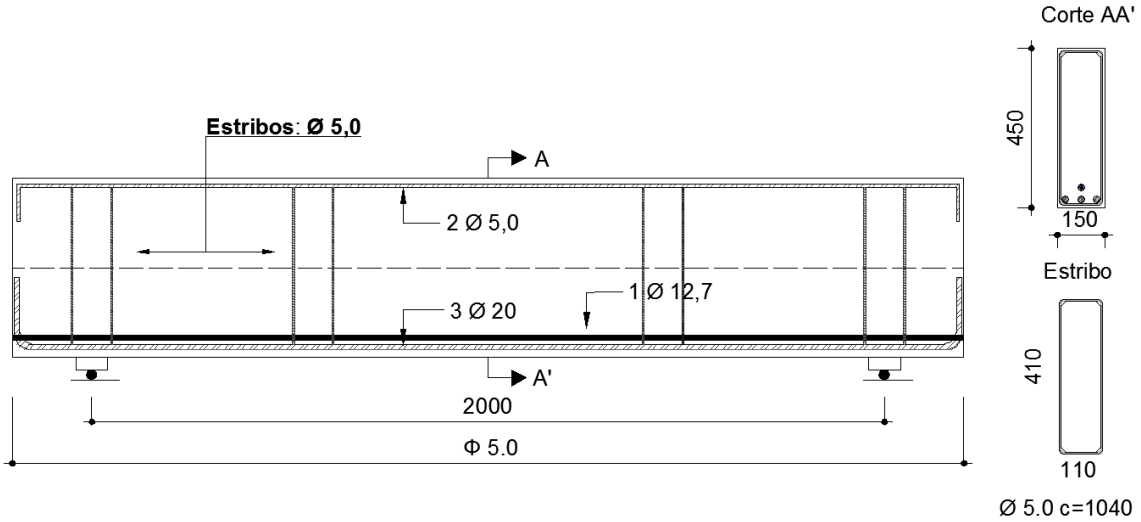
d_p altura útil medido do centro geométrico da armadura de protensão até a fibra mais comprimida do concreto, na seção central;
e_p excentricidade do cabo de protensão medido do centro da armadura até o eixo longitudinal da peça, na seção central;
c_s cobrimento da armadura de protensão medido na seção central;
R traçado do cabo reto;
P traçado do cabo parabólico;
θ inclinação do cabo de protensão medido no ponto de aplicação de carga (a = 627 mm);

3.2 ARMADURA PASSIVA, TRANSVERSAL E ATIVA

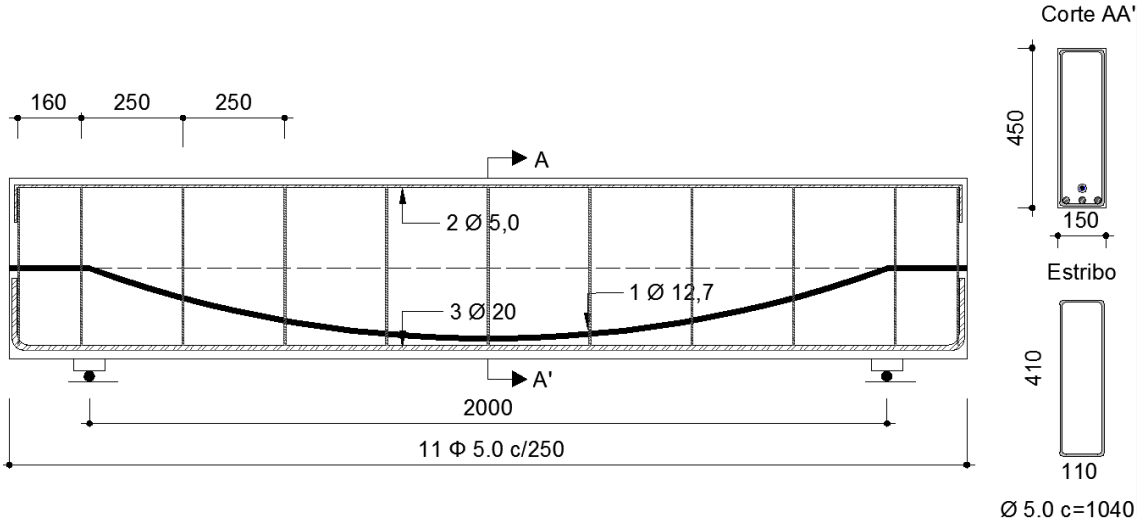
As vigas foram compostas de armadura passiva para combate à flexão, com 3 Ø 20 mm, espaçadas entre si de 30 mm e cobrimento de 20 mm, com uma taxa de armadura de flexão de ρ_s=0,016, e altura útil de 425 mm. A armadura ativa das vigas foi composta por cordoalhas 7 fios do aço CP190RB de 12,7 mm, com cobrimento de 45 mm. Segundo o fabricante, o módulo de elasticidade do aço de protensão é de 195,0 GPa, a tensão para alongamento de 10‰ é de 1,7 GPa e o limite de resistência à tração é de 1,9 GPa. Na parte superior das vigas foram colocadas duas barras de 5 mm para ajudar no posicionamento da armadura transversal, com cobrimentos superior 20 mm. Os cabos de protensão foram inclinados, em relação à horizontal (θ), de zero graus para os cabos com traçado reto, e dezesseis graus para os cabos com traçado parabólico, medido no ponto de aplicação do carregamento. A Figura 3.2 (a) até (f), e a Figura 3.3, mostram detalhes das armaduras das vigas.



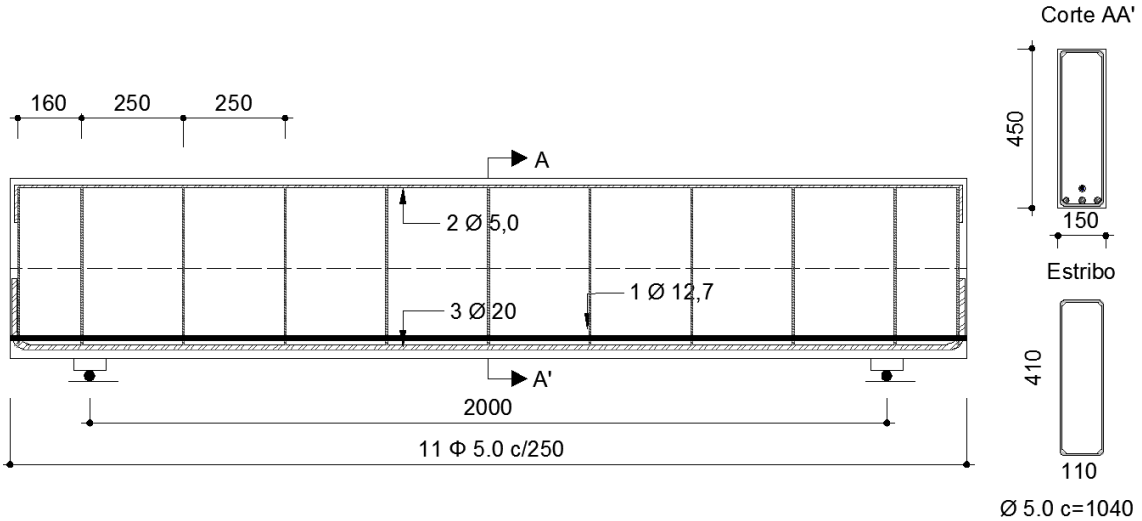
(a) Vigas sem estribos com traçado parabólico



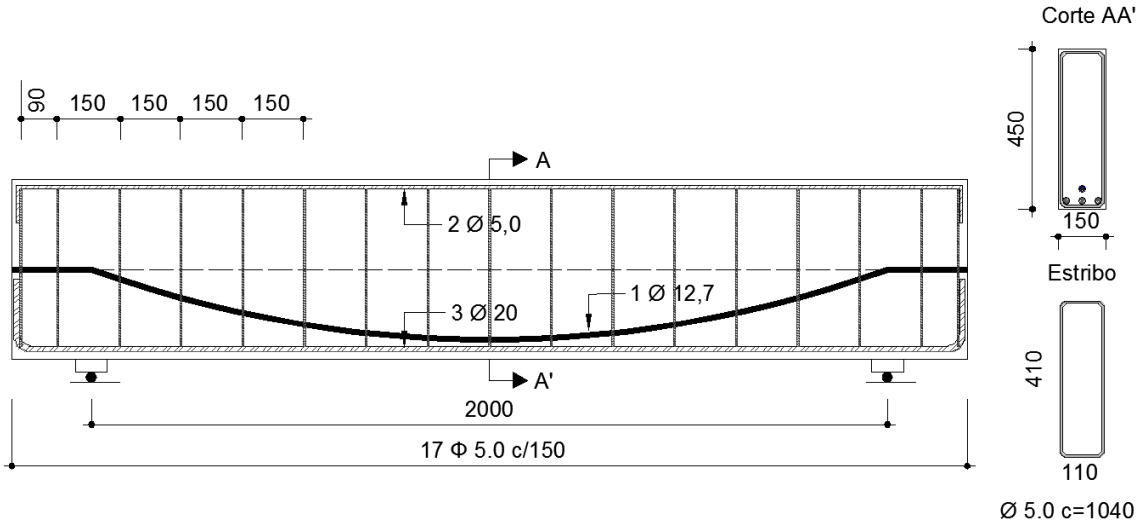
(b) Vigas sem estribos com traçado reto



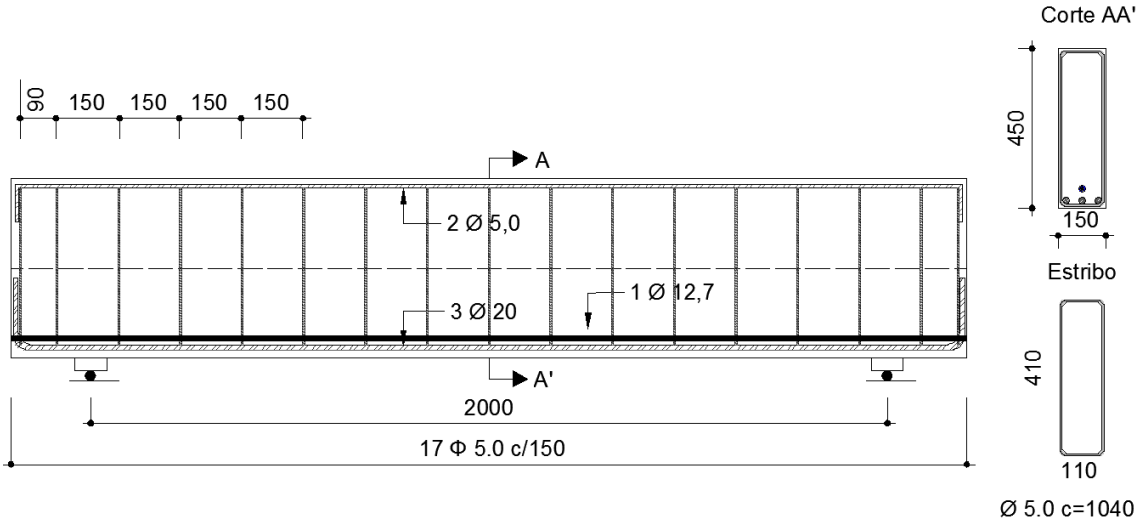
(c) Vigas com estribos c/ 250 com traçado parabólico



(d) Vigas com estribos c/ 250 com traçado reto



(e) Vigas com estribos c/ 150 com traçado parabólico



(f) Vigas com estribos c/ 150 com traçado parabólico

Figura 3.2 – Esquema das armaduras

(a) Armadura passiva e transversal (b) Armadura ativa

Figura 3.3 – Detalhe das armaduras

O sistema de protensão adotado foi o de protensão não aderente (uso de monocordoalha engraxada) e a armadura ativa foi empregada paralela ao eixo longitudinal das vigas. A Figura 3.4 apresenta detalhes da monocordoalha. Para o traçado reto, os cabos de protensão tiveram extensão de 1500 mm na ancoragem ativa e 1100 mm na passiva, além dos 2400 mm do tamanho da peça, com um total de 5000 mm. Para o traçado parabólico, o comprimento dos cabos foi maior devido a curvatura do cabo, tendo um comprimento total de 5500 mm com as mesmas medidas de ancoragem ativa e passiva para os cabos retos.

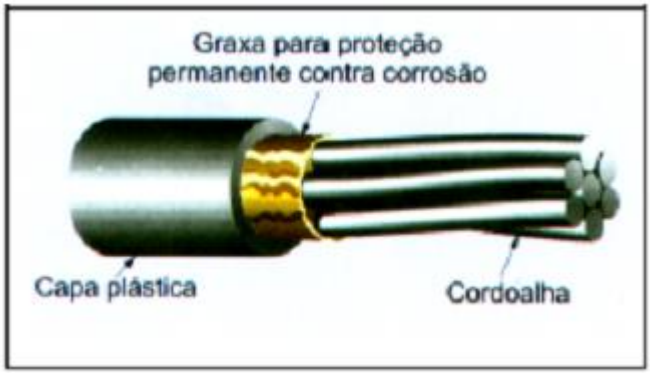


Figura 3.4 – Monocordoalha engraxada

As vigas ditas sem armadura transversal, tiveram estribos posicionados apenas nos apoios e pontos de aplicação de carga, tidas como referência. A finalidade desta série foi avaliar apenas a influência do efeito favorável da protensão na resistência ao cisalhamento das vigas, com ação apenas dos componentes de protensão. Duas vigas terão armadura transversal espaçadas a cada 250 mm, sendo possível comparar o comportamento destas vigas, com quantidade reduzida de

estribos, com as vigas de referência, analisando, entre outros fatores, o efeito da protensão em conjunto com os estribos nas cargas últimas e nos modos de ruptura. Na terceira série de vigas, os estribos de ϕ5 mm serão espaçados a cada 150 mm. Estas vigas trazem o aumento progressivo de armadura de cisalhamento em relação as demais para que seja possível entender e comparar a eficiência dos estribos ruptura de peças protendidas.

3.3 FÔRMA, ARMAÇÃO E CONCRETAGEM DAS VIGAS

A montagem das vigas iniciou-se com o corte das barras de todas as armaduras, nos comprimentos e quantidades definidas anteriormente, procedendo-se sua retificação, dobragem e amarração. Para tal, foi também preparado um gabarito-guia composto de madeira, de forma a servir de apoio e agilizar a confecção das armaduras. Com a armadura semi-pronta, as barras foram dispostas em suas devidas posições, como mostra a Figura 3.5. Ainda nesta fase, foram confeccionados ganchos, utilizando barras 12,5 mm, utilizados para a etapa de transporte das vigas, tanto na desforma quanto no posicionamento das vigas no pórtico de reação, como mostra a Figura 3.6 (b).

Figura 3.5 – Corte e dobra das armaduras

Após a montagem das armaduras, se iniciou o procedimento de confecção das formas. As formas foram montadas utilizando madeirites de 1,10 x 2,20 m, com 2 mm de espessura, utilizados na base e lateral das vigas, sendo confeccionadas lado a lado para evitar desperdícios de materiais, como mostra a Figura 3.6 (a). Foram utilizadas ripas em todo o perímetro da forma para evitar sua abertura no momento da concretagem. Após a confecção das formas, foi feito o transporte da armadura e seu devido posicionamento nas formas de madeira, precedendo-se a

amarração de espaçadores para armaduras passivas e ativas, visando manter a altura útil para todas as vigas, bem como seu cobrimento, sendo anteriormente realizada a limpeza da forma, com posterior aplicação de desmoldante às superfícies expostas ao concreto uniformemente por meio de broxas, com a finalidade de impedir a aderência do concreto à forma, facilitando sua remoção sem danificar a superfície e arestas do concreto, iniciando-se em seguida a concretagem. A Figura 3.6 (a), mostra detalhes das fôrmas.

Fôrmas

Ganchos para transporta das peças

Figura 3.6 – Preparação de formas e detalhes construtivos

A moldagem das vigas foi realizada a partir de concreto usinado fornecido comercialmente, cuja resistência à compressão nominal foi determinada em 31 MPa aos 28 dias. Foi necessário um volume aproximado de 1,0 m³ para as vigas e 0,16 m³ para corpos-de-prova, moldados segundo a NBR 5738/94, simultaneamente à concretagem das lajes, sendo retiradas 9 amostras de corpos-de-prova cilíndricos de dimensões (6 de 100×200 mm e 3 de 150×300 mm) para a realização dos ensaios de propriedades mecânicas. O transporte do concreto até o local de lançamento foi realizado por meio de carrinhos-de-mão. O concreto foi lançado nas formas e adensado com o auxílio de um vibrador tipo agulha de 20 mm de diâmetro, sendo as superfícies das vigas regularizadas através de uma régua de madeira e colher de pedreiro.

A cura do concreto se deu em ambiente de laboratório durante 7 dias, feita com sacos de aniagem submetidos à molhagem regular, assim que a superfície das vigas apresentou resistência à ação da água (aproximadamente 5 horas após a concretagem). A desforma foi efetuada 7 dias após a concretagem. Antes do lançamento, o concreto passou pelo ensaio de abatimento de tronco de cone, estimado segundo a NBR 6118/2014, atingindo o valor de

10 ± 2 como solicitado inicialmente. Após 7 dias, as peças foram desformadas. A Figura 3.7 mostra detalhes do SLUMP TEST, lançamento e adensamento do concreto, moldagem dos corpos de prova e a desforma das vigas.

Slump test

Concretagem e adensamento

Moldagem de corpo de prova

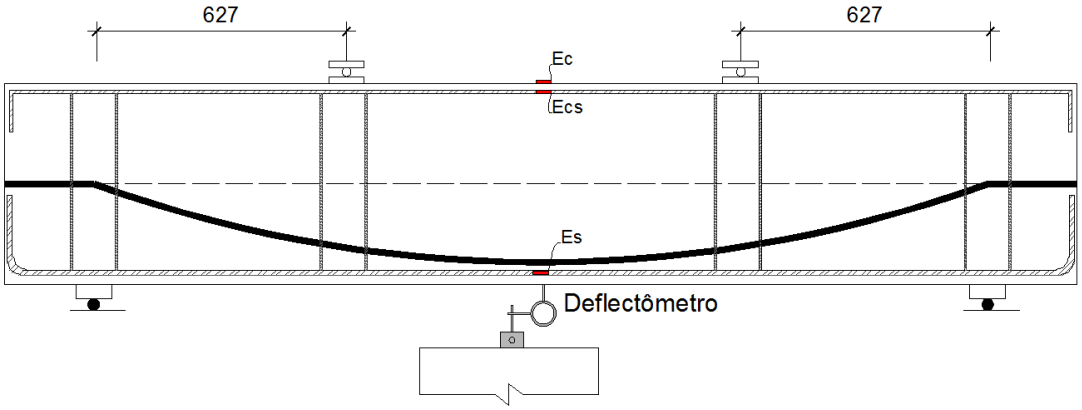
Desforma

Figura 3.7 – Concretagem e desforma das vigas

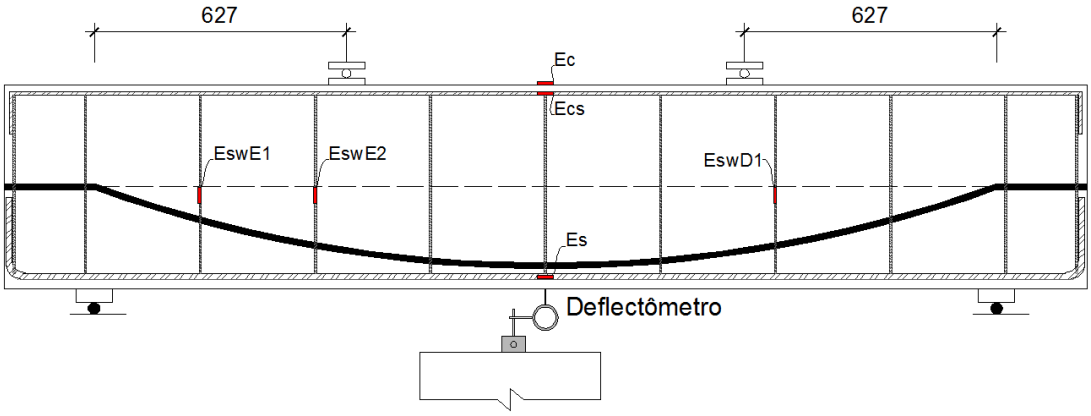
3.4 INSTRUMENTAÇÃO

Para monitoramento do comportamento das vigas ao longo do ensaio, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência, posicionados conforme as Figuras 3.8 (a), (b) e (c), em que E_c simboliza extensômetro do concreto, E_s do aço de armadura passiva, E_{sw} extensômetros da armadura transversal e E_{cs} do porta estribo. Foram utilizados 28 extensômetros elétricos no aço, incluindo armadura passiva e transversal, 06 extensômetros elétricos no concreto e 06 extensômetros no porta estribo, totalizando 40 extensômetros, além de 01 deflectômetro por

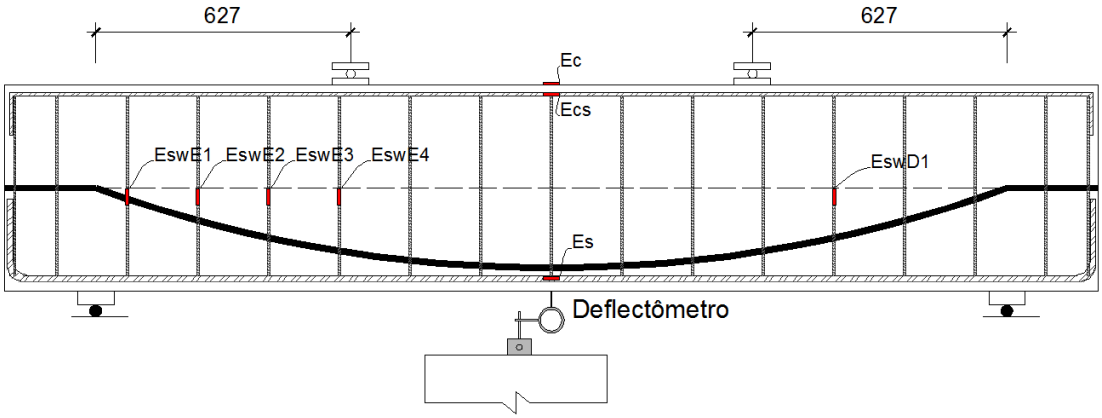
viga, para a observação da evolução das flechas geradas pela protensão e pelo carregamento, e é mostrado na Figura 3.8.



(a) Instrumentação das vigas da série 1



(b) Instrumentação das vigas da série 2



(c) Instrumentação das vigas da série 3

Figura 3.8 – Instrumentação das vigas

Os extensômetros elétricos de resistência do concreto e aço, da Excel Sensores, tinham dimensões, respectivamente, (51,1 x 2,03) mm – modelo PA-06-201BA-120L, e (3,18 x 3,18) mm – modelo PA-06-125AA-120L. Os extensômetros do concreto foram fixados na superfície superior, previamente preparada e regularizada, no meio do vão da viga por meio de adesivo instantâneo, conforme Figura 3.9. Nas armaduras, os extensômetros foram colados no meio da barra, na superfície lateral. A Figura 3.10 mostra a colagem dos extensômetros das armaduras.

Figura 3.9 – Extensômetro do concreto

Os extensômetros do aço foram fixados na superfície lateral das barras, previamente preparadas e regularizadas, como mostra a Figura 3.10. Os extensômetros de flexão foram posicionados no meio do vão da viga, enquanto que os extensômetros das armaduras transversais foram posicionados no vão entre carga e apoio.

Figura 3.10 – Extensômetro do aço e deflectômetro

3.5 SISTEMA DE ENSAIO

O sistema de ensaio adotado foi desenvolvido a fim de tornar possível a interação entre as etapas de protensão do cabo e a aplicação do carregamento na viga ocorrendo imediatamente após a etapa de protensão. Para isso, foi utilizado um macaco próprio de protensão (macaco monocordoalha, que aplicou a tração em uma das extremidades da viga, denominada ancoragem ativa, em conjunto com peças complementares que auxiliaram nesta etapa. Foi uma etapa complexa, considerando ainda que apenas um trabalho foi realizado com protensão no Laboratório de Engenharia da Universidade Federal do Pará. A complexidade deve-se principalmente às perdas geradas por cravação e acomodação da cunha. Devido ao tamanho reduzido das vigas as perdas por acomodação, que dependem deste tamanho, foram elevadas necessitando de uma segunda etapa de protensão (re-protensão).

O ensaio das vigas foi realizado sobre o pórtico do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará (LEC-UFPA). O sistema de ensaio consistiu em uma sequência de eventos que permitiram obter as respostas que se desejava das vigas. O primeiro passo foi montar o sistema de ensaio, posicionando as vigas em apoios de primeiro e segundo gênero montados em blocos de concreto, que por sua vez foram apoiados sobre a laje de reação do laboratório. Em seguida o sistema de aquisição de dados, *ALMEMO® 5690-2M*, da *Ahlborn*, compatível com o software *AMR WinControl*, foi conectado a todos os extensômetros da viga, apresentado na Figura 3.11. Em seguida foram posicionados o macaco e a célula de carga no pórtico de reação. A Figura 3.12 mostra o esquema do sistema de ensaio e a Figura 3.13 mostra o sistema de ensaio montado no pórtico de reação.

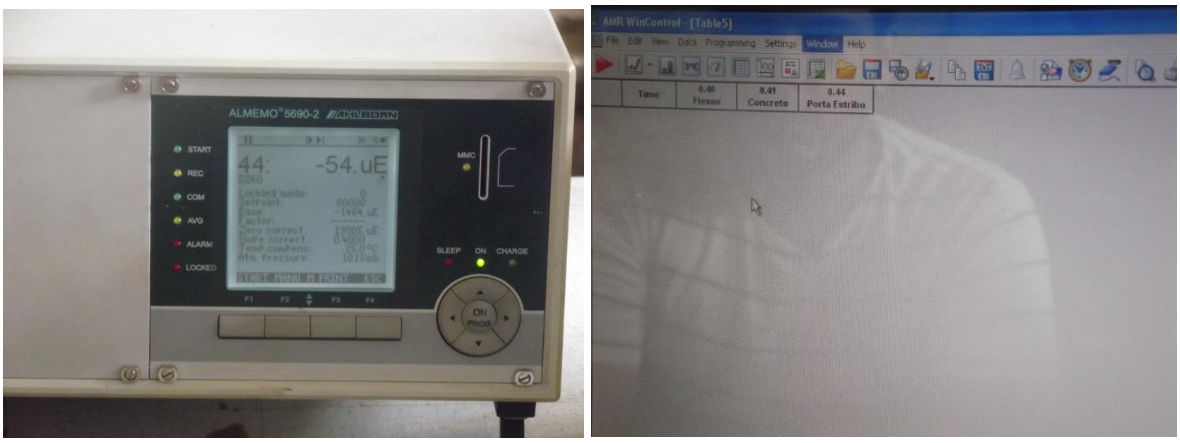


Figura 3.11 – Sistema de aquisição de dados

Após a montagem do sistema de ensaio, iniciou-se a aplicação dos carregamentos, iniciada pela tração do cabo de protensão, seguida, imediatamente, da aplicação do carregamento. A protensão foi realizada por meio de um macaco hidráulico monocordoalha com capacidade de 200 kN, em incrementos de 10 kN até atingir a força final de 120 kN, após todas as perdas. Algumas peças complementares foram necessárias para auxiliar a etapa de protensão, como mostra as Figura 3.14. O dispositivo de reação prende a força no cabo no momento da protensão e re-protensão. O bico de desprotender auxiliou após o término dos ensaios na retirada das ancoragens e da tração nos cabos. A mesa de pré-blocagem evita o contato direto da ancoragem com a peça.

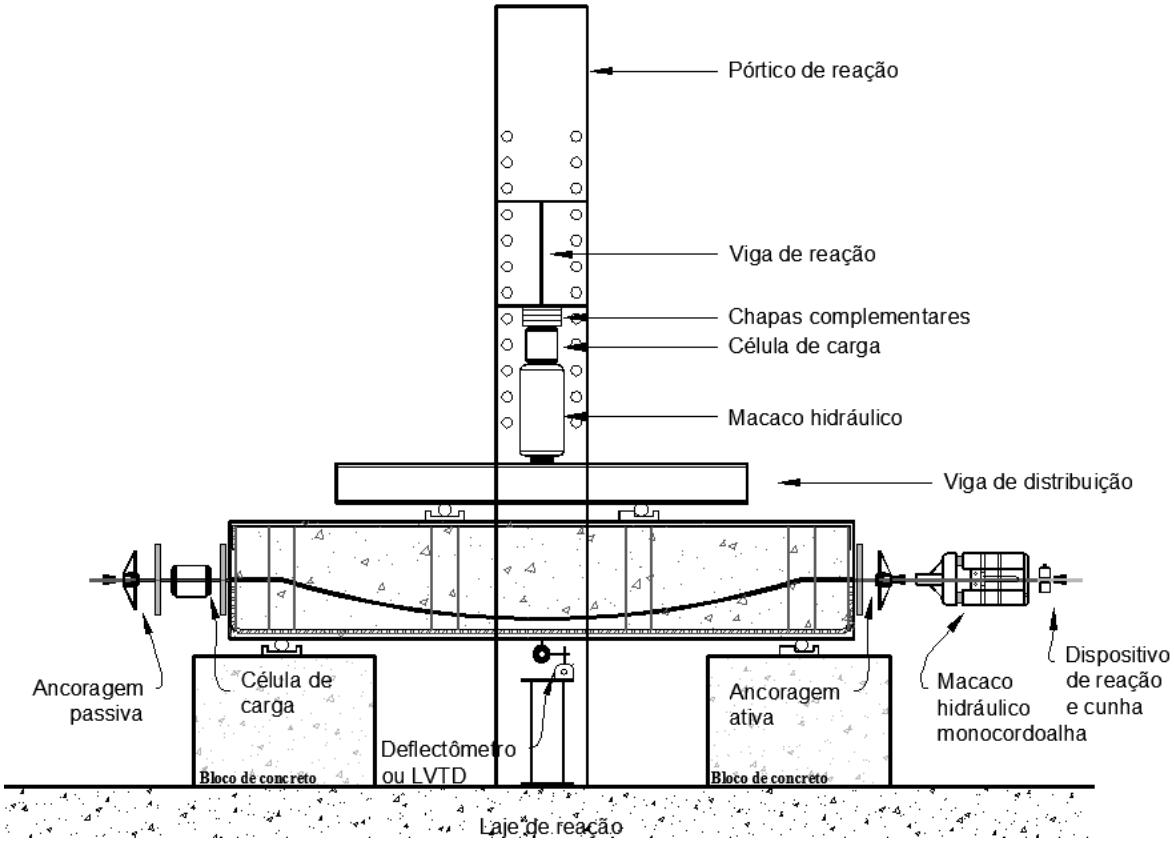


Figura 3.12 – Esquema do sistema de ensaio

Figura 3.13 – Sistema de ensaio

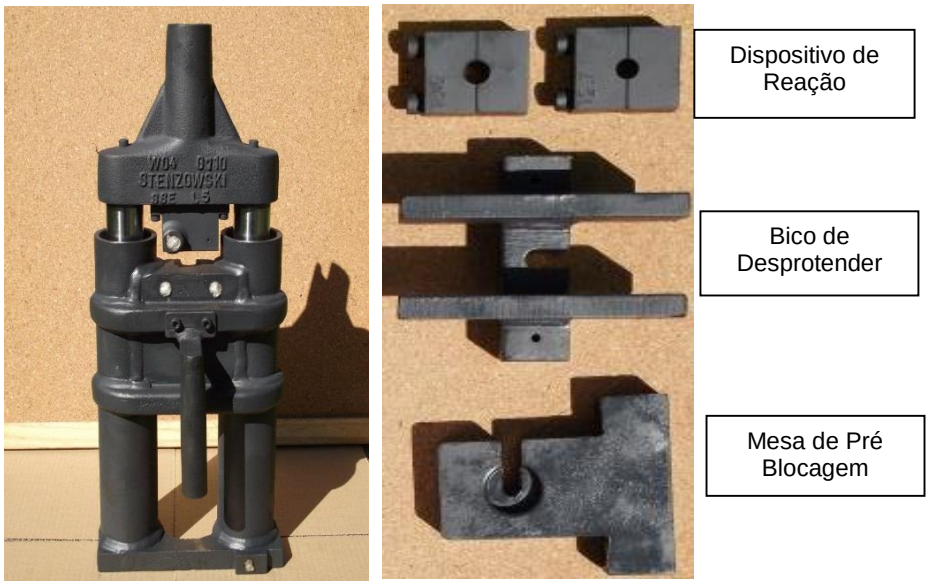
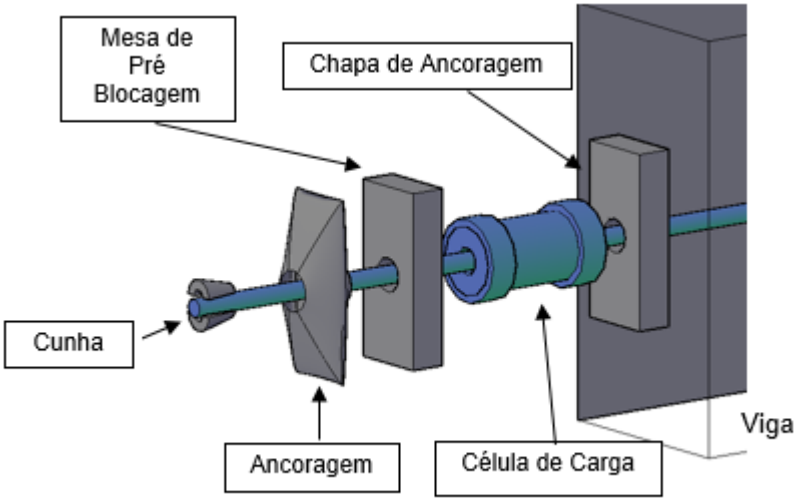
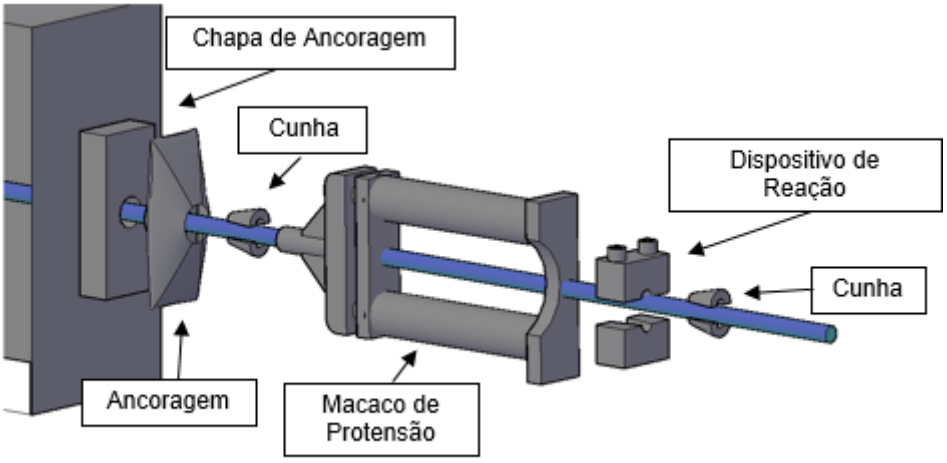


Figura 3.14 – Macaco monocordoalha e peças complementares

A protensão ocorreu em duas etapas: protensão e reprotensão. Inicialmente o cabo foi tracionado até 150 kN, já prevendo as perdas elevadas devido ao tamanho reduzido das vigas, por acomodação da cunha e da ancoragem, que variou em torno de 30 % a 40 %. Após estas perdas, houve a necessidade da segunda etapa, re-protensão, como e já era esperado. As Figuras 3.15 (a) e (b), mostram detalhes do processo de protensão. A etapa de re-protensão consistiu em tracionar novamente o cabo até 150kN. Com a tração do cabo, a ancoragem se desprendia da chapa deixando uma folga, que foi preenchida com pequenas chapas para evitar o retorno da ancoragem e a consequente perda de força no cabo. A Figura 3.17, mostra o detalhe da folga na etapa de re-protensão.



(a) Ancoragem passiva



(b) Ancoragem ativa

Figura 3.15 – Esquema das ancoragens passiva e ativa

Figura 3.16 – Ancoragens ativa e passiva

Figura 3.17 – Folga e chapas para reprotensão

Imediatamente após a etapa de protensão iniciou-se a etapa de aplicação de carga nas vigas. As cargas sob a viga foram aplicadas em dois pontos equidistantes, aplicado por um macaco hidráulico, com capacidade de 1000 kN, que reagiu sobre a viga de reação do pórtico do laboratório. O macaco hidráulico aplicou o carregamento, até a ruína da peça, em uma viga metálica que por sua vez transferiu está carga para dois pontos na viga. O monitoramento do carregamento aplicado foi feito por uma célula de carga padrão de capacidade de 1000 kN e precisão de 1 kN, conectada a um leitor de célula para indicar a magnitude do carregamento.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Serão apresentados os resultados experimentais adquiridos nos ensaios das vigas protendidas fabricadas no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal do Pará. Os dados apresentados correspondem às deformações, deslocamentos e propriedades do concreto, armaduras ativas, passivas e transversais, assim como a análise e evolução das forças de protensão e perdas imediatas da armadura ativa.

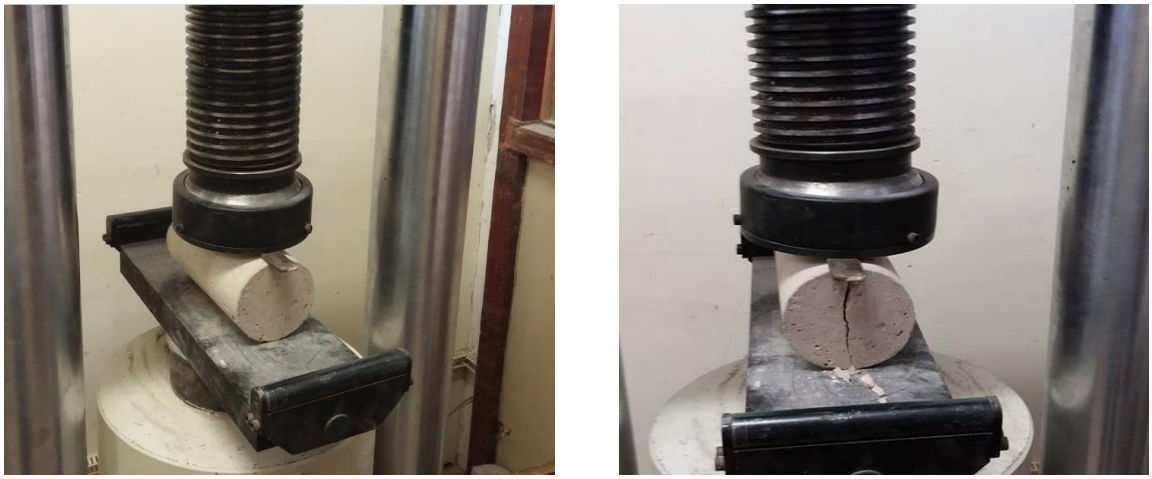
4.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO

A Tabela 4.1 apresenta os resultados teóricos e experimentais das propriedades mecânicas do concreto. Os resultados experimentais obtidos são a resistência à compressão e à tração de corpos de prova de concreto moldados durante a concretagem das vigas junto com os resultados do ensaio de módulo de elasticidade do concreto. Para a determinação dos valores teóricos da resistência à tração e módulo de elasticidade, foram utilizadas as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), itens 8.2.5 e 8.2.8.

Os ensaios experimentais foram realizados segundo as normas brasileiras destinadas a cada tipo de ensaio. A determinação da resistência à compressão seguiu o estabelecido pela NBR 5739 (ABNT, 1994), a determinação da resistência à tração por compressão diametral seguiu o estabelecido pela NBR 7222 (ABNT,1994), sendo ambos obtidos a partir de seis amostras cilíndricas de dimensões (100 x 200), e o módulo de elasticidade secante foi calculado de acordo com a NBR 8522:2003, a partir de 3 corpos de prova de dimensões (150 x 300). A Figuras 4.1 (a) e (b), mostram ensaios de tração diametral e módulo de elasticidade dos corpos de prova.

Tabela 4.1– Resultados experimentais e teóricos das propriedades mecânicas do concreto

			Experimental			Teórico (NBR 6118:07)		
Característica	CP (nº)	Dimensões CP (mm)	$f_{c,\ exp}$ (MPa)	$f_{ct,\ exp}$ (MPa)	$E_{sec,\ exp}$ (GPa)	$f_{c,\ teor}$ (MPa)	$f_{ct,\ teo}$ (MPa)	$E_{sec,\ teo}$ (GPa)
Resistência à comp.	3	100 x 150	31,0	-	-	30	2,02	26,1
Resistência à tração		100 x 150	-	3,01	-			
Módulo de Elast.		150 x 300	-	-	25			



(a) Ensaio de tração diametral

(b) Ensaio de módulo de elasticidade

Figura 4.1 – Ensaios das propriedades mecânicas do concreto

4.2 PROPRIEDADES DAS ARMADURAS

Os valores médios das tensões de escoamento e de ruptura, da deformação de escoamento e do módulo de elasticidade das seis amostras de aço de diâmetro 20,0 mm e 5,0 mm de armadura passiva e transversal são apresentados na Tabela 4.2. Nas Figuras 4.2 e 4.3 podem ser observadas as curvas médias obtidas para as mesmas. As informações sobre as propriedades mecânicas dos aços contidas na curva tensão deformação agregam todos os resultados obtidos para a armadura de flexão utilizada, indicando que houve pouca discrepância entre eles, uma vez que apresentaram variação menor que 10 %. Adicionalmente, todas as amostras atenderam aos critérios de ductilidade da NBR7480 (1996) que admite que a tensão de ruptura f_u do aço utilizado seja, no mínimo, igual a 1,10 f_{ys}.

Tabela 4.2– Propriedades do aço

ϕ (mm)	cp	f_{ys} (MPa)	f_u (MPa)	ε_{ys}	E_S (GPa)
5,0	3	655,0	698	2,87	228,2
20,0	3	580,0	623	2,80	207,1

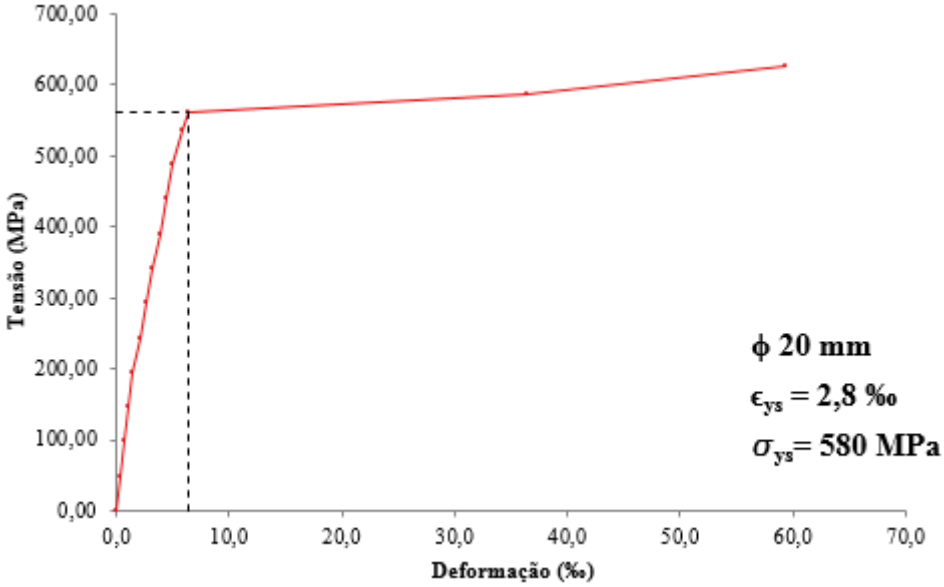


Figura 4.2 – Ensaio de tração do aço de 20 mm

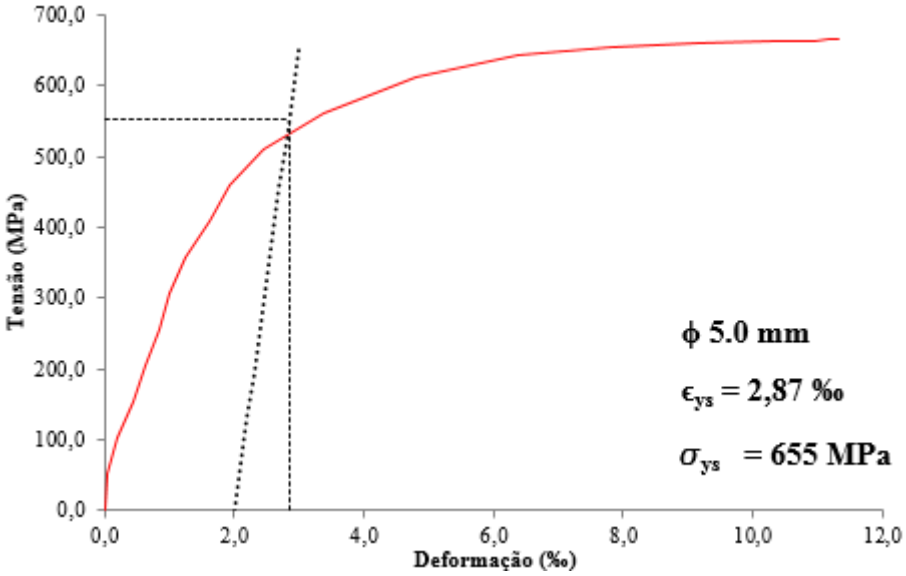


Figura 4.3 – Ensaio de tração do aço de 5.0 mm

Com base em catálogos da fabricante de monocordoalhas, a CIA Siderúrgica Belgo Mineira, apresenta-se a Tabela 4.3 com os dados mais relevantes a respeito da armadura ativa, atendendo aos critérios da NBR 7482 (1991) e NBR 7483 (2004).

Tabela 4.3– Propriedades mecânicas da monocordoalha engraxada

Diâmetro nominal (mm)	12,7
Área da seção transversal (mm²)	101,04
Módulo de elasticidade (kN/mm²)	203
Limite de Resistência à Tração (kN)	187
Força máxima de Protensão (kN)	150
Força na ancoragem (kN)	131

4.3 FORÇA DE PROTENSÃO E PERDAS IMEDIATAS

Como já apresentado no Capítulo 3, a primeira etapa do ensaio consistiu na protensão das vigas, que consumiu, em média, 36 minutos para execução, sendo esta etapa subdividida em protensão e re-protensão. Os dados apresentados a seguir foram coletados por meio de uma célula de carga localizada na ancoragem passiva das vigas. Na Tabela 4.4 são apresentados os valores das forças aplicadas em todos os cabos das seis vigas durante as etapas de protensão e re-protensão, assim como as perdas imediatas nas duas etapas, e da Figura 4.4 à 4.9 são apresentados os gráficos referentes à variação da força de protensão durante o ensaio.

Tabela 4.4– Forças de protensão nos cabos

Vigas	Protensão		Perdas Imediatas na protensão (%)	Re-protensão		Perdas Imediatas na re-protensão (%)	P_0 (kN)	P_{0F} (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)		P_{ri} (kN)	P_F (kN)			
VCPR 0	149	105	29,6	152	119	21,7	113	129
VCPP 0	148	88	40,5	150	125	16,6	124	135
VCPR 250	152	102	32,9	151	121	19,9	120,5	127
VCPP 250	151	91	39,7	149	115	22,8	114	136
VCPR 150	150	109	27,3	149	118	27,5	117	124
VCPP 150	150	84	44	150	121	19,3	118	137

P_{pi} – Força de protensão inicial sem perdas imediatas
P_{p0} – Força de protensão após as perdas imediatas
P_{ri} – Força de re-protensão inicial sem perdas imediatas
P_F – Força de re-protensão após as perdas imediatas
P_0 – Força de protensão no início do ensaio
P_{0F} – Força de protensão próximo a ruptura

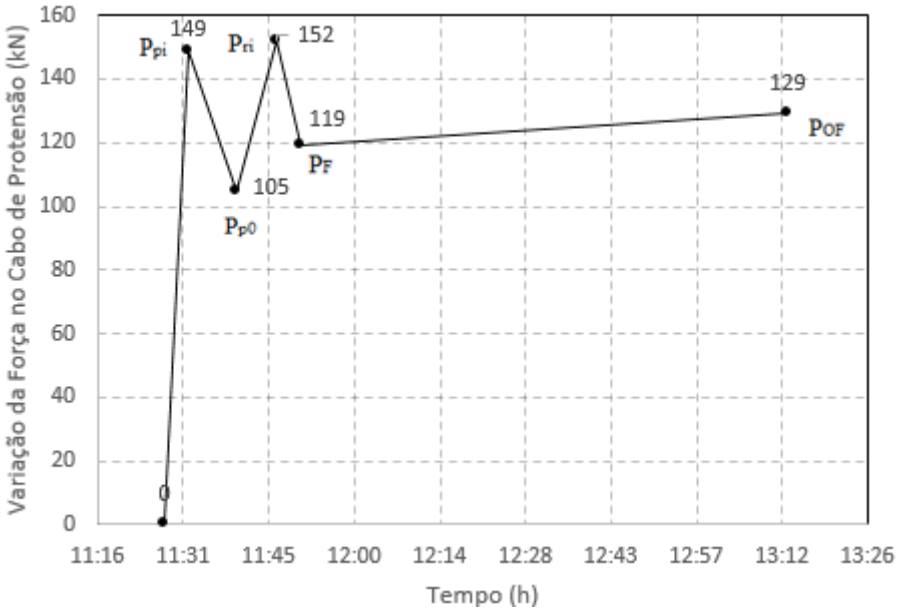


Figura 4.4 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPR - 0

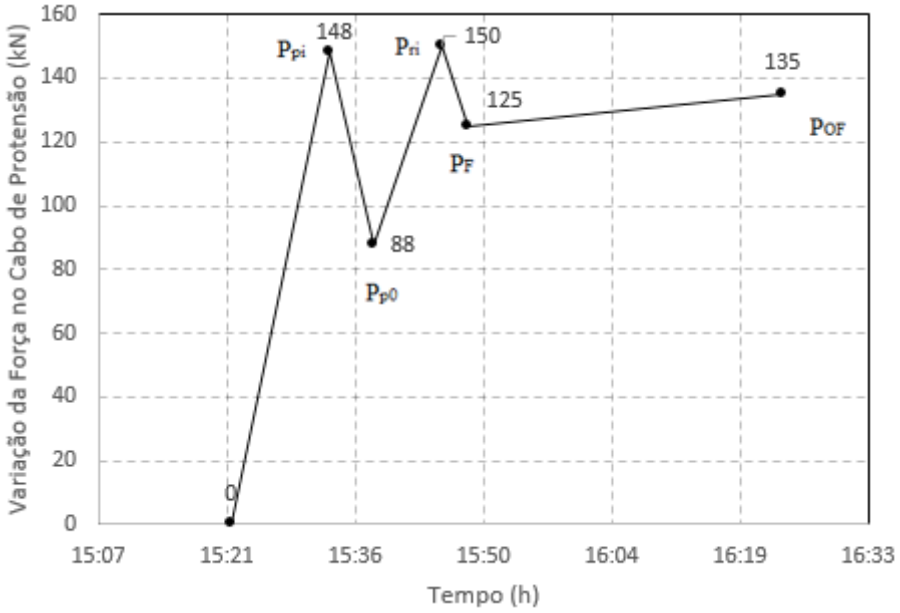


Figura 4.5 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPP - 0

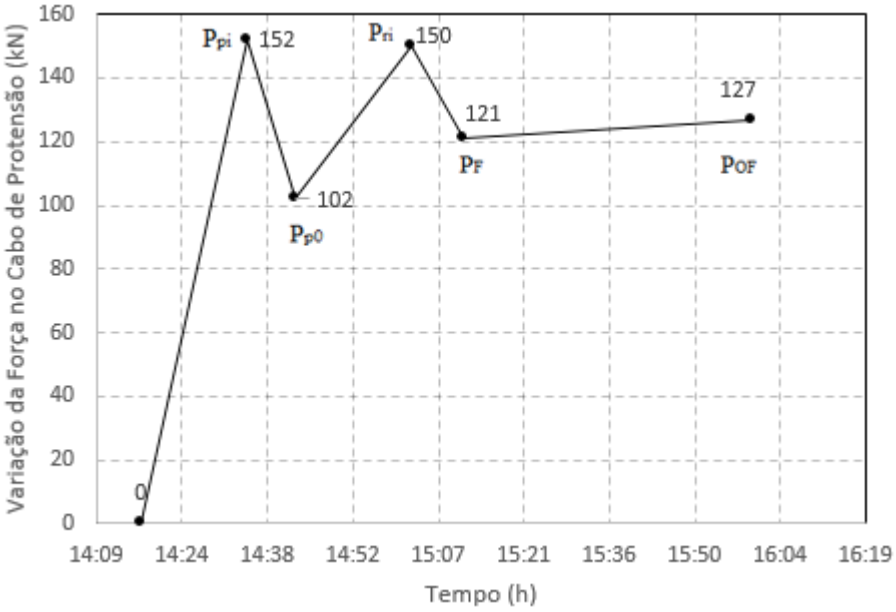


Figura 4.6 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPR - 250

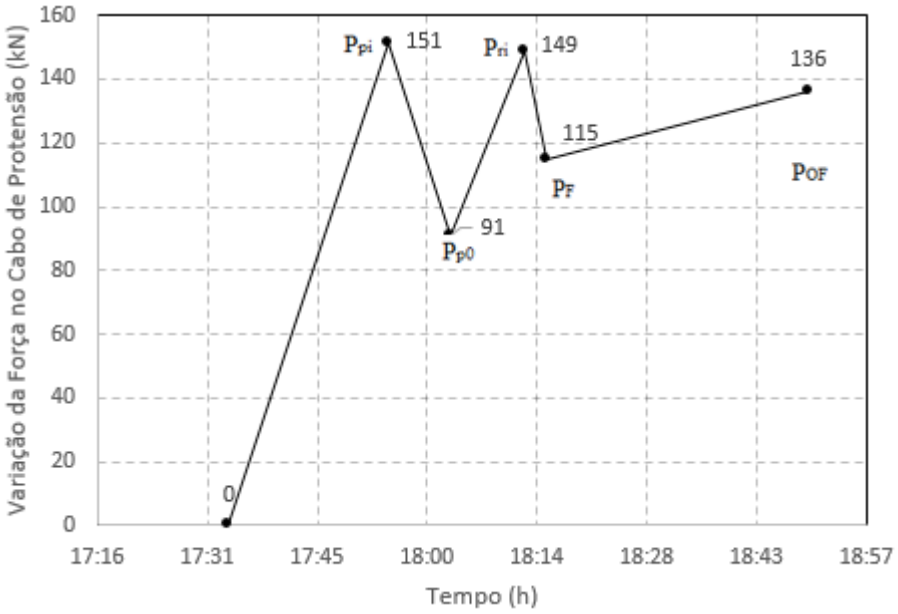


Figura 4.7 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPP - 250

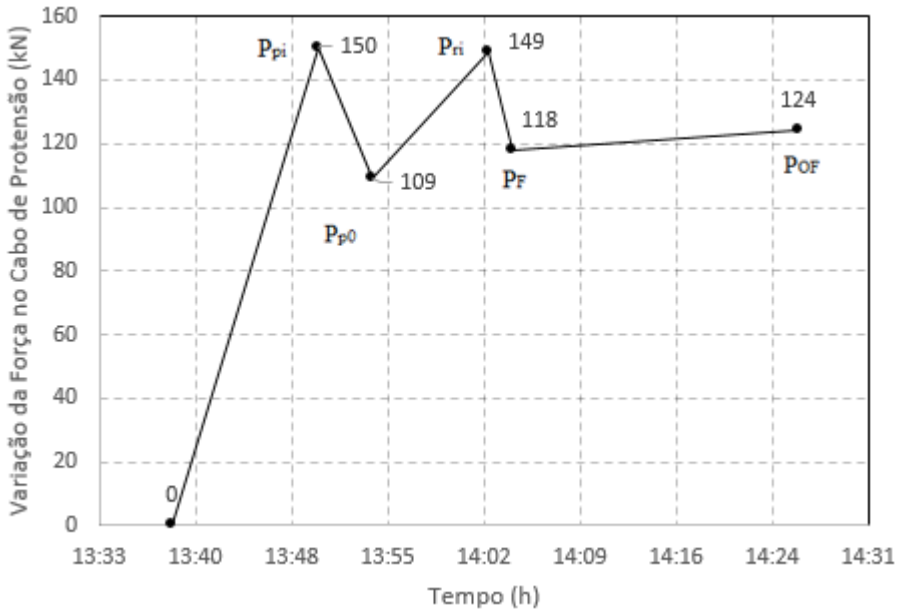


Figura 4.8 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPR - 1250

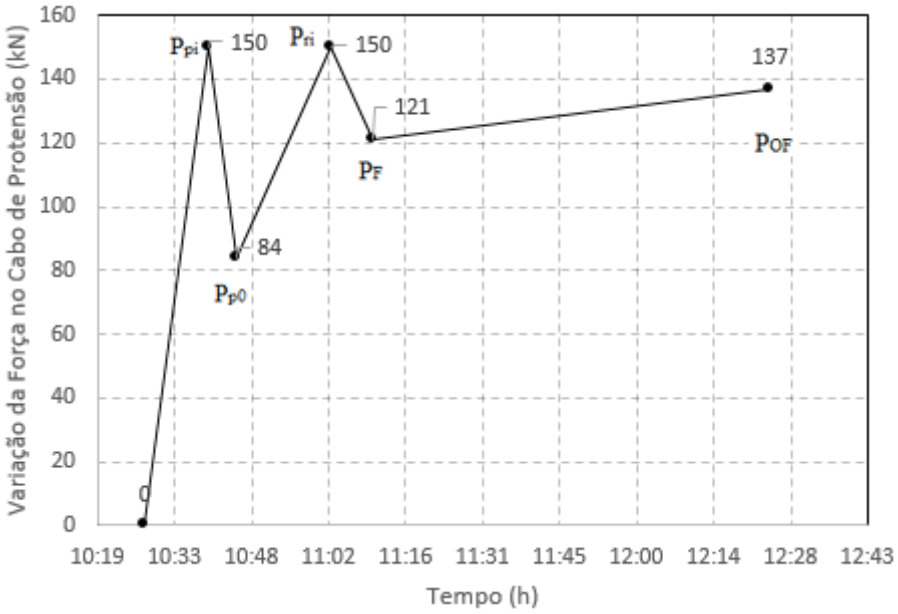


Figura 4.9 – Variação da força do cabo de protensão da viga VCPP - 150

Nota-se pelos gráficos que os cabos que mais tiveram variações nas forças de protensão foram os cabos com perfil parabólico (vigas VCPP -0, VCPP – 250 e VCPP – 150), na etapa de protensão, com perda imediata média de 41,4 %, sendo maior que os cabos com perfil reto (VCPR – 0, VCPR – 250 e VCPR 150), que tiveram perdas imediatas médias na ordem de 29,9 %. Na re-protensão o valor médio das perdas ficou entre 23% e 19,5 % para as vigas com cabos de perfil reto e parabólico, respectivamente. Observou-se, também, que durante a aplicação do carregamento na viga, houve aumento gradativo da força no cabo de protensão, sendo os maiores aumentos observados nas vigas com cabo de perfil parabólico.

4.4 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA PASSIVA

É apresentado da Figura 4.10 o gráfico das deformações na armadura passiva durante o ensaio das seis vigas, medidas através de extensômetros elétricos de resistência (EER) do tipo PA-06-125AA-120L, fixados a meia altura da seção da barra, no centro do vão entre os apoios das vigas, sendo monitorada a barra mais central da camada de armadura. É importante destacar que todas as leituras foram feitas até o momento em que os extensômetros das vigas pararam de funcionar ou até o momento da ruptura.

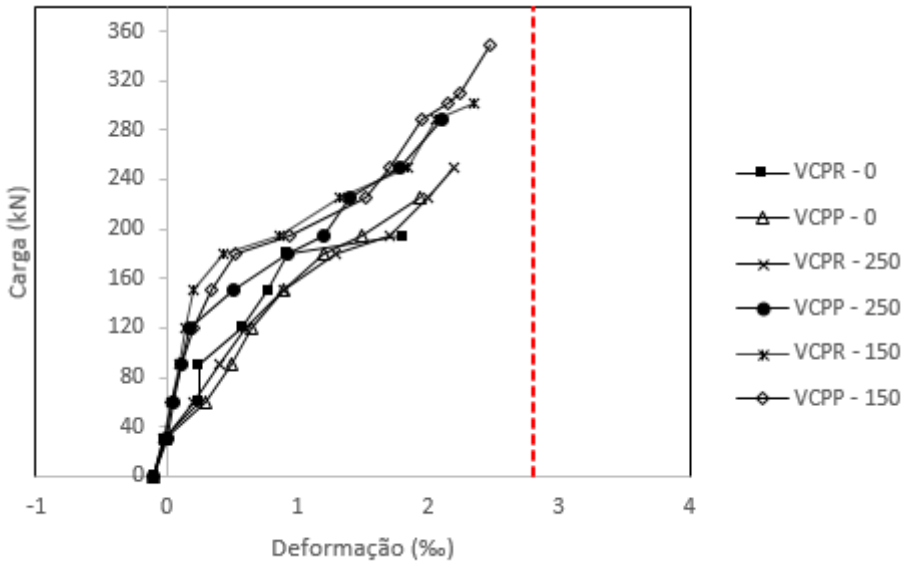


Figura 4.10 – Deformação da armadura passiva

O gráfico mostra que não houve escoamento da armadura passiva de nenhuma das seis vigas, observada nos ensaios de caracterização do aço e na tabela 4.2 como sendo ε_{ys}=2,80 ‰, apesar da elevada carga de ruptura das vigas. Isso se deve a contribuição da armadura ativa na resistência à flexão das vigas, visto que o aço das cordoalhas são aços especiais com valor de resistência à tração de 187 kN.

As maiores deformações de tração nas barras de armadura passiva dispostas na direção longitudinal na seção do meio do vão foram de 1,8‰, 1,94‰, 2,2‰, 2,1‰, 2,34‰, 2,48‰, para as vigas VCPR- 0, VCPP- 0, VCPR- 250, VCPP- 250 VCPR- 150, VCPP- 150, respectivamente. No ato da protensão, as armaduras passivas sofreram pequenas deformações de compressão, que podem ser observadas na figura xx, quando a força no cabo atingiu o valor final de ensaio, após todas as perdas imediatas, de 120 kN. As maiores deformações observadas foram de -0,15 ‰, -0,14‰,-0,25‰, -0,19 ‰, -0,23‰, -0,26‰, para as vigas VCPR- 0, VCPP- 0, VCPR- 250, VCPP- 250 VCPR- 150, VCPP- 150, respectivamente.

4.5 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA TRANSVERSAL

As Figuras 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14, mostram a deformação dos sensores localizados na altura média da armadura transversal para observação do comportamento ao cisalhamento das vigas.

É importante reforçar que as vigas VCPR – 0 e VCPP – 0 não possuíam armadura transversal, contribuindo apenas com a parcela do concreto na resistência ao cisalhamento, e a localização dos extensômetros das vigas VCPR – 250, VCPP - 250, VCPR - 150 e VCPP - 150, foram apresentadas no capítulo 3.

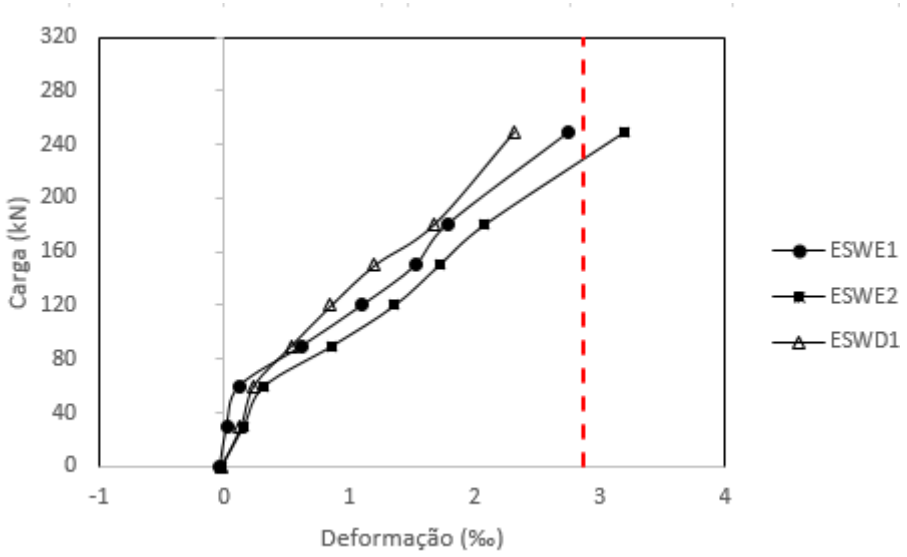


Figura 4.11 – Deformação da armadura transversal da viga VCPR - 250

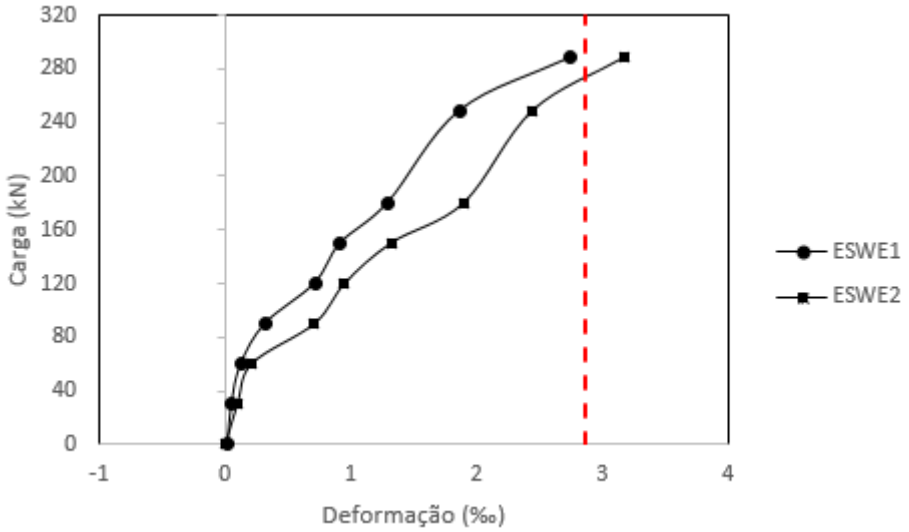


Figura 4.12 – Deformação da armadura transversal da viga VCPP - 250

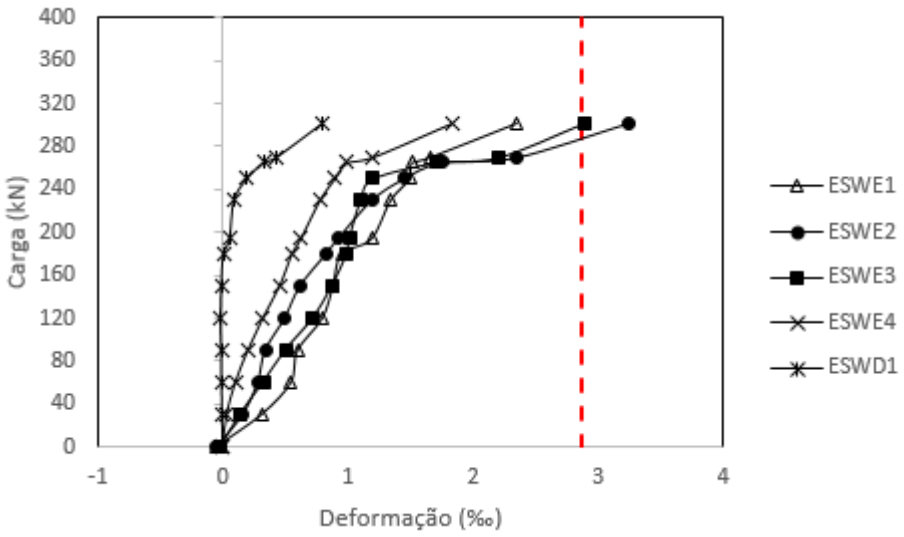


Figura 4.13 – Deformação da armadura transversal da viga VCPR - 150

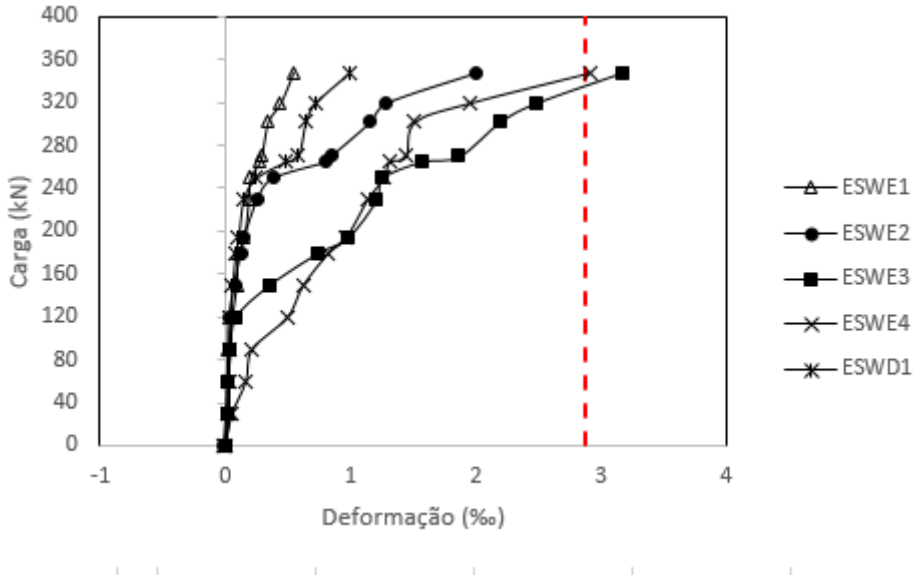


Figura 4.14 – Deformação da armadura transversal da viga VCPP - 150

Todas as vigas atingiram o valor de escoamento da armadura transversal de ε_{ys}=2,87 ‰. Os estribos que atingiram o escoamento foram os estribos mais próximos ao carregamento, indicando que a trajetória de tensões ocorreu em um fluxo de inclinação menor. Segundo Leonhardt (1983), a protensão longitudinal introduz nas peças de concreto tensões de compressão que contribuem à redução das tensões de tração (que ficam mais inclinadas com relação ao eixo da peça), de modo que as fissuras de cisalhamento configuram-se com menor inclinação, quando comparada ao concreto armado, ficando a inclinação das bielas reduzidas à

valores entre 15º e 35º, e observadas nas vigas desta pesquisa, ou seja, menor que as adotados no analogia clássica da treliça, proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014), com a biela variando de 45º para o modelo I, resultando valores conservadores, e variando entre 30º e 45º para o modelo II.

O modelo II da norma é mais geral e compatível com a tendência das normas internacionais, mas ainda conservador quanto à protensão. Inclinações menores reduzem a armadura transversal e aumentam a compressão na biela, com a parcela V_c sendo reduzida em função do aumento da força cortante solicitante de cálculo

4.6 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

As deformações no concreto, foram analisadas a partir de extensômetros elétricos localizados na borda superior das vigas e no porta estribo, para monitorar as deformações no concreto durante a protensão e a aplicação do carregamento, tendo em vista a fissuração causada pela protensão, e o esmagamento do concreto durante a aplicação do carregamento na viga. A Figuras 4.15 e 4.16 mostram as deformações medidos pelos extensômetros do concreto e porta estribo, respectivamente.

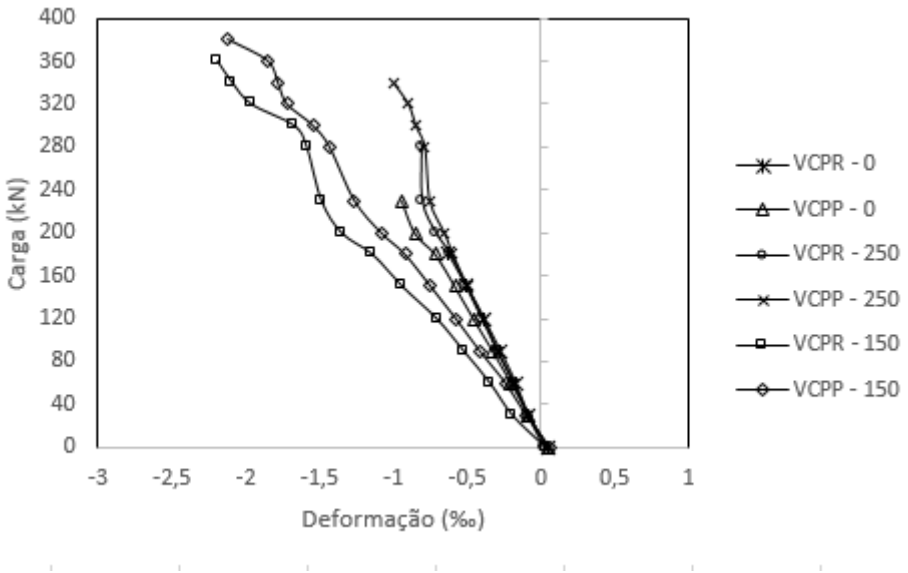


Figura 4.15 – Deformação no concreto medidas a partir do extensômetro do concreto

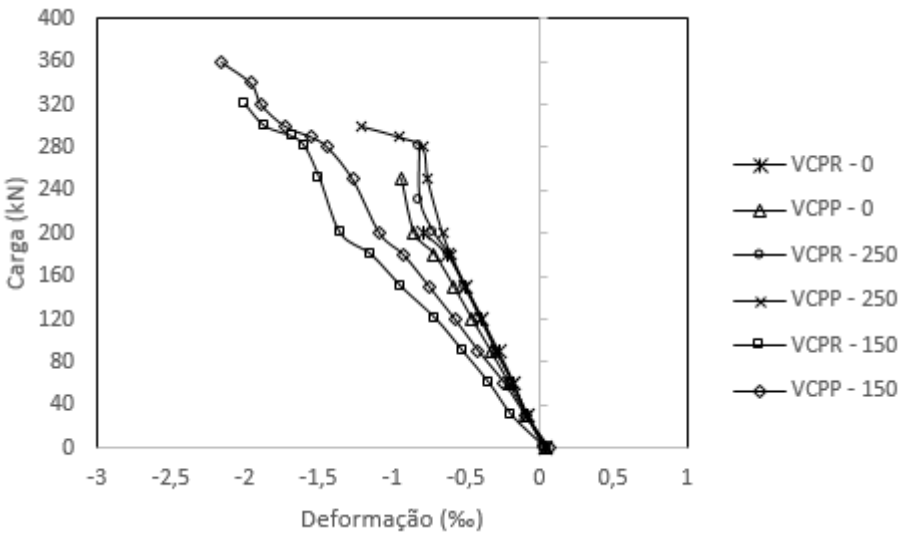


Figura 4.16 – Deformação no concreto medidas a partir do extensômetro do porta estribo

Nenhuma das vigas ultrapassou o limite convencional de deformação no concreto de ruptura na flexão, estabelecido pela NBR 6118 (2014) de 3,5 ‰, logo não sendo observado o esmagamento do concreto. No ato da protensão, havia uma preocupação de que as tensões de tração geradas no concreto atingissem o valor teórico da resistência à tração do concreto ($f_{ct,teo}$), apresentado na tabela 4.1. Isso ocasionaria formação de fissuras nesta borda levando a perdas significativas de rigidez da peça, comprometendo o ensaio, levando, também, a perda do extensômetro do concreto antes da aplicação do carregamento da viga.

A Figura 4.17 mostra as tensões nas bordas inferiores e superiores das vigas geradas pela protensão quando a tração no cabo atingiu o nível máximo de 150 kN. Observou-se que as tensões nas vigas foram invertidas nas bordas, gerando tração na borda superior, muito próxima da resistência à tração do concreto, e compressão de (-7,4 MPa) na borda inferior. Teoricamente haveriam fissuras na borda superior, segundo a Figura 4.1. Mas os resultados experimentais confirmaram que tensões de tração geradas pela protensão na borda superior, não excederam a resistência à tração do concreto.

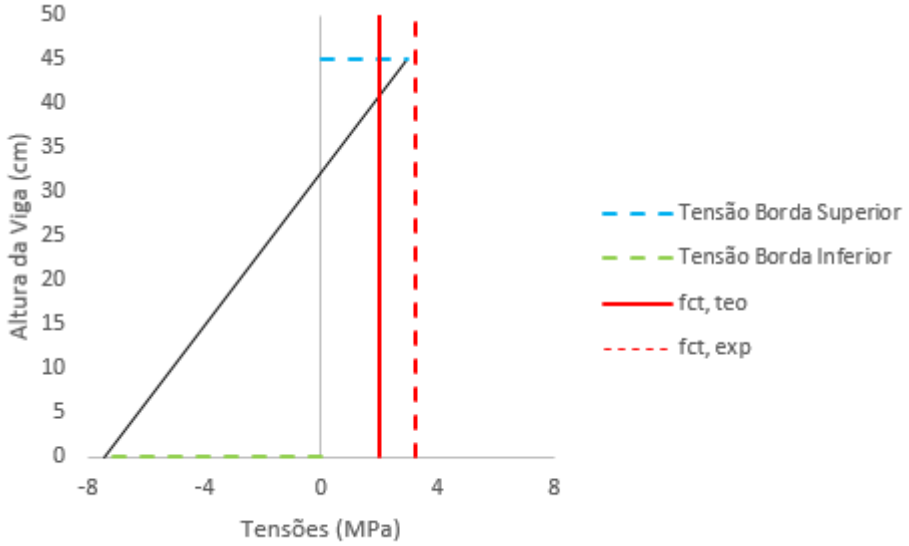


Figura 4.17 – Tensões nas bordas inferiores e superiores das vigas com força de protensão máxima

As maiores deformações de tração, medidas na borda superior da viga, ocorreram no ato da protensão, com valores de 0,044‰, 0,060‰, 0,045‰, 0,07‰, 0,038‰, 0,065‰, para as vigas VCPR- 0, VCPP- 0, VCPR- 250, VCPP- 250 VCPR- 150, VCPP- 150, respectivamente. As maiores deformações de compressão, medidas na borda inferior da viga, ocorreram no ato da protensão, e tiveram os mesmos valores de deformações da armadura.

4.7 FISSURAS

Foi notável a redução das fissuras nas vigas devido a ação da protensão, principalmente em relação às fissuras de flexão. Com a redução da fissuração evita-se a redução de inércia da seção e o consequente aumento das flechas. Nas vigas com traçado do cabo reto, a ação da protensão foi mais intensa. Estas vigas apresentaram poucas fissuras de flexão e surgimento repentino de fissuras de cisalhamento próximas à iminência de ruptura das vigas. A Figura 4.18 mostra o mapa de fissuras das peças.

Na viga VCPR – 0, não houveram fissuras visíveis de flexão, apenas fissuras de cisalhamento, surgindo com carga de 165 kN, como apresentado na Figura 4.18. Na viga VCPP – 0, surgiram poucas fissuras de flexão, sendo a primeira a ocorrer com carga 151 kN, posteriormente surgindo a fissura de cisalhamento com 177 kN, apresentado na Figura 4.19. Para as vigas

VCPR – 250 e VCPP – 250, as primeiras fissuras foram de flexão com cargas de 171 kN e 165 kN; respectivamente, e as primeiras fissuras de cisalhamento surgiram com cargas de 210 kN e 216 kN, e são apresentadas nas Figuras 4.20 e 4.21. E para as vigas VCPR – 150 e VCPP – 150, as primeiras fissuras, também, foram de flexão com cargas de 201 kN e 225 kN; respectivamente, e as primeiras fissuras de cisalhamento surgiram com cargas de 229 kN e 252 kN, apresentadas nas Figuras 4.19 e 4.24.

Observa-se um comportamento mais dúctil nas vigas com inclinação parabólica dos cabos comparado com as vigas com inclinação zero dos cabos. Isso ocorreu devido a força no cabo de protensão se dividir em uma parcela horizontal, que comprime o concreto e é responsável pela diminuição da fissuração, e uma parcela vertical, responsável por reduzir o esforço cortante gerado pelo carregamento, que surgem nas vigas com cabos inclinados. As vigas com traçado reto não possuem a componente vertical gerada pela inclinação do cabo tendo toda a força do cabo concentrada na componente horizontal que reduzem a fissuração. Isso explica por que as vigas com traçado vertical são mais dúctil e possuem mais fissuras que as vigas com traçado reto do cabo.

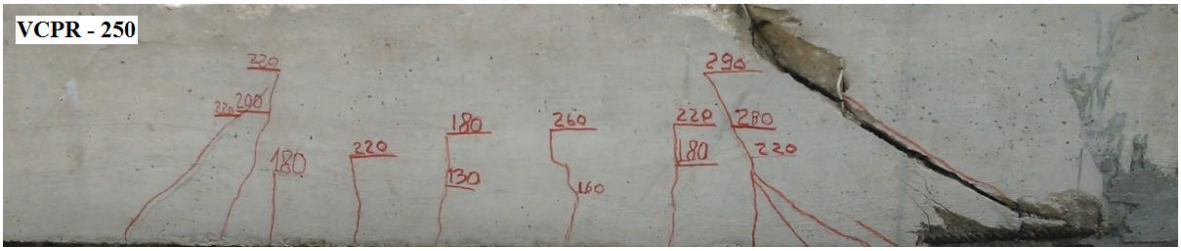


Figura 4.18 – Mapa de fissuração

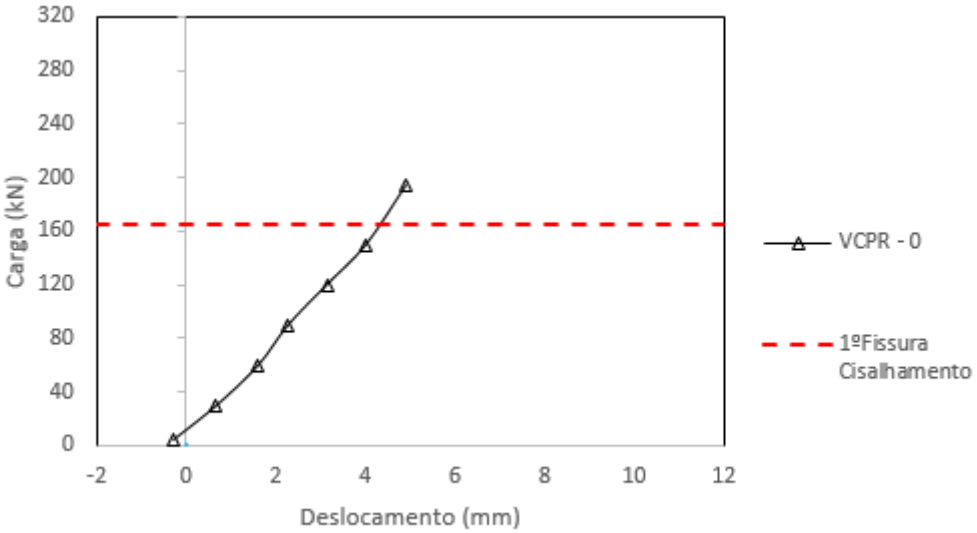


Figura 4.19 – Carga de fissuração para a viga VCPR – 0

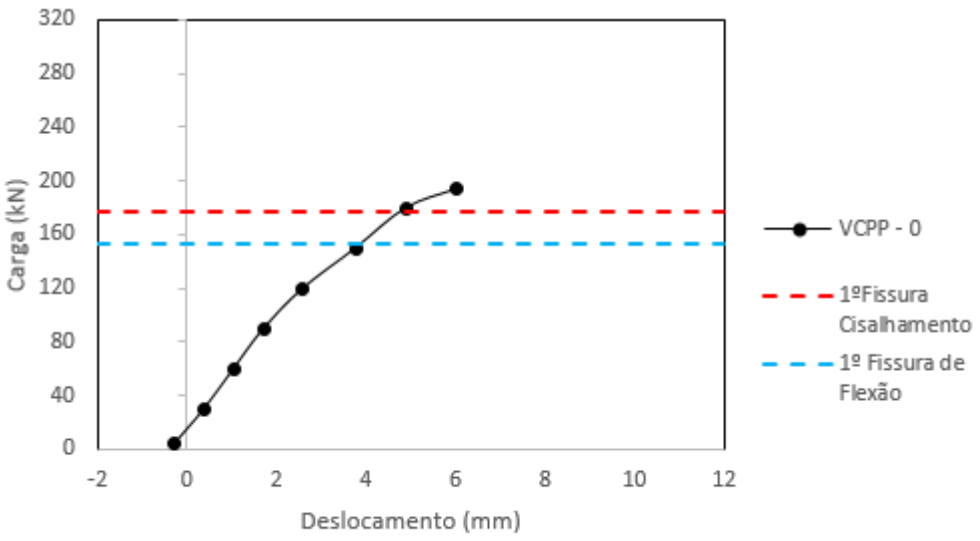


Figura 4.20 – Carga de fissuração para a viga VCPP – 0

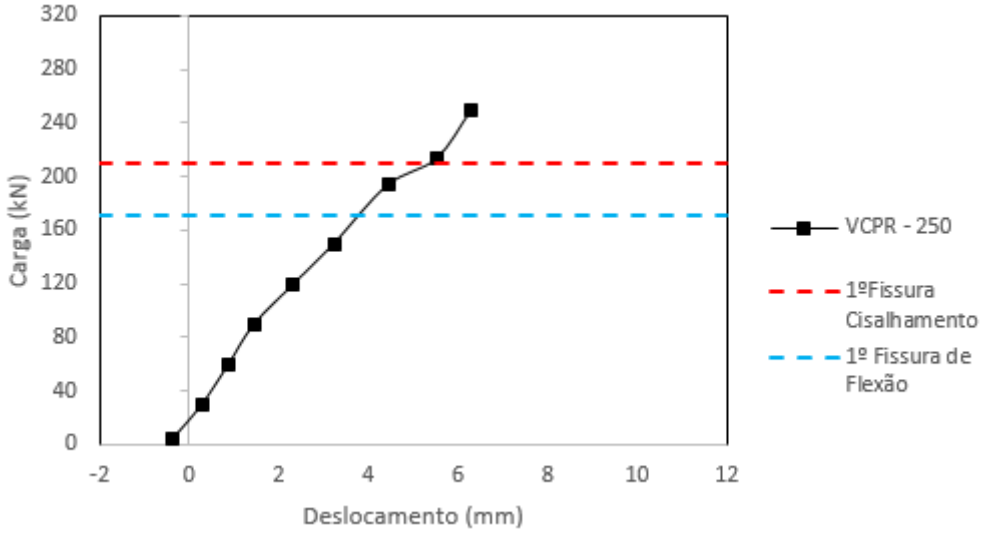


Figura 4.21 – Carga de fissuração para a viga VCPR – 250

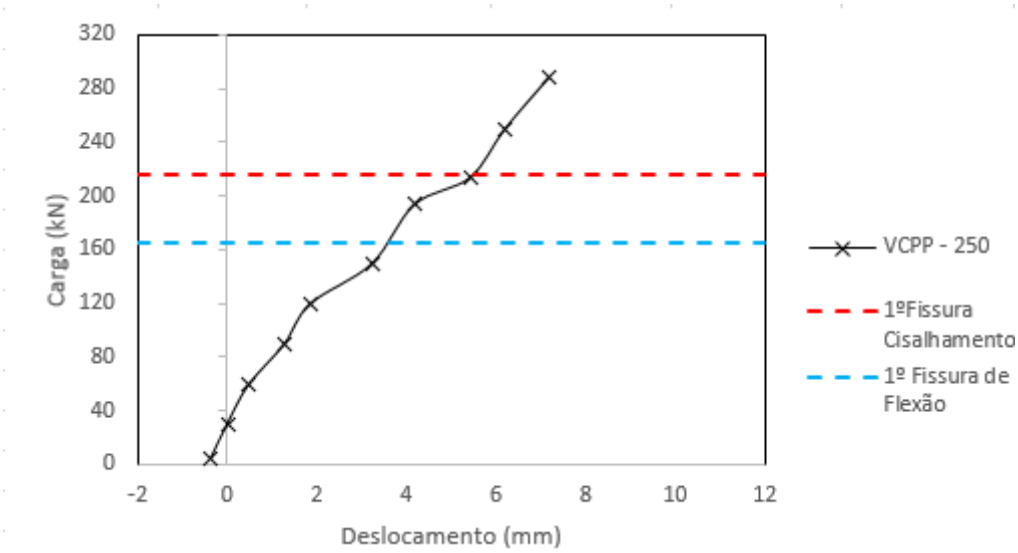


Figura 4.22 – Carga de fissuração para a viga VCPP – 250

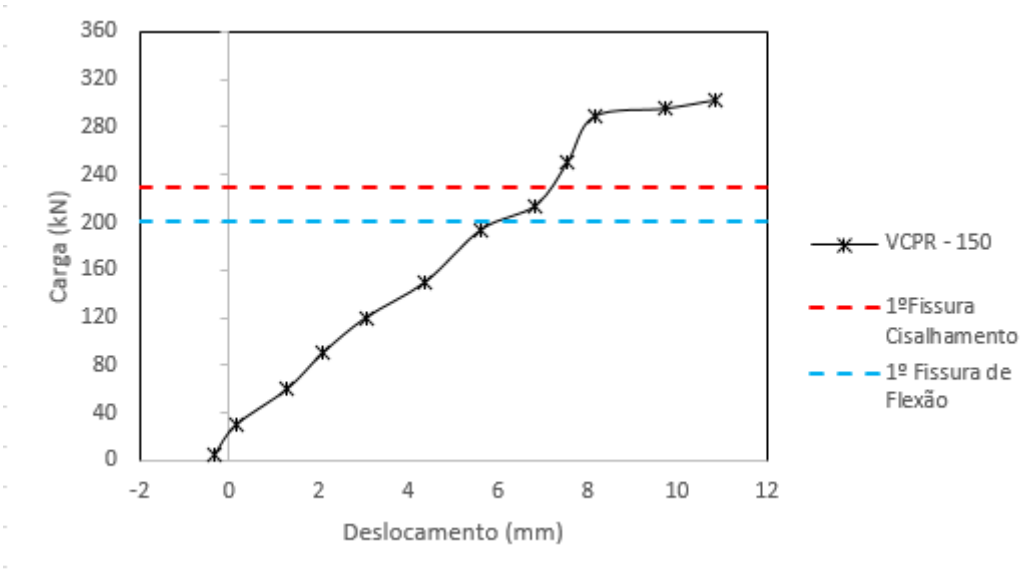


Figura 4.23 – Carga de fissuração para a viga VCPR – 150

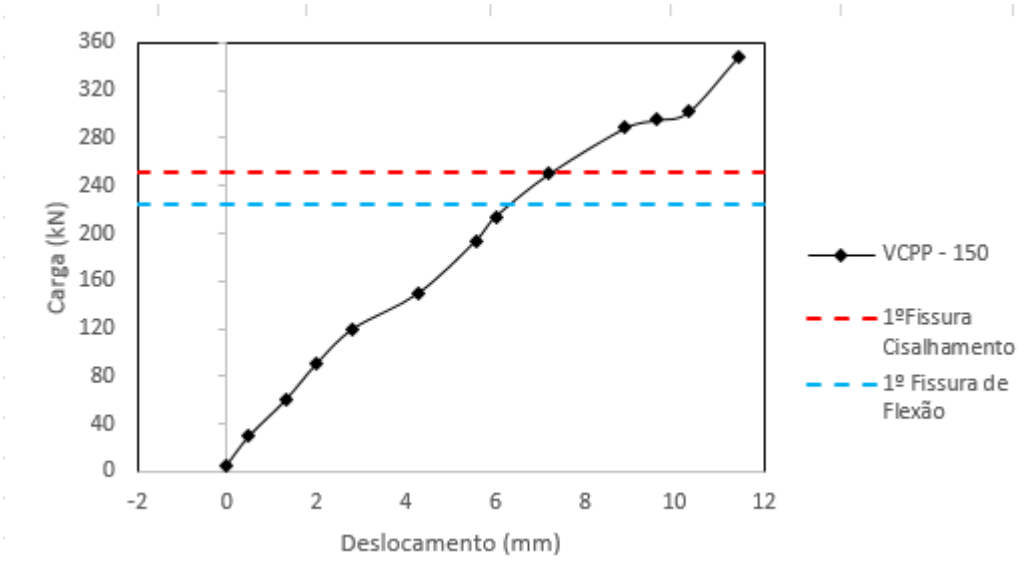


Figura 4.24 – Carga de fissuração para a viga VCPP – 150

4.8 DESLOCAMENTO VERTICAIS

Os deslocamentos verticais das vigas protendidas são mostrados na Figuras 4.25, e foram medidos por meio de relógios comparadores localizados na parte inferior da viga no centro do vão, onde se pode observar a semelhança de comportamento nos deslocamentos das vigas, mesmo após o surgimento da primeira fissura que provoca perda de rigidez no elemento.

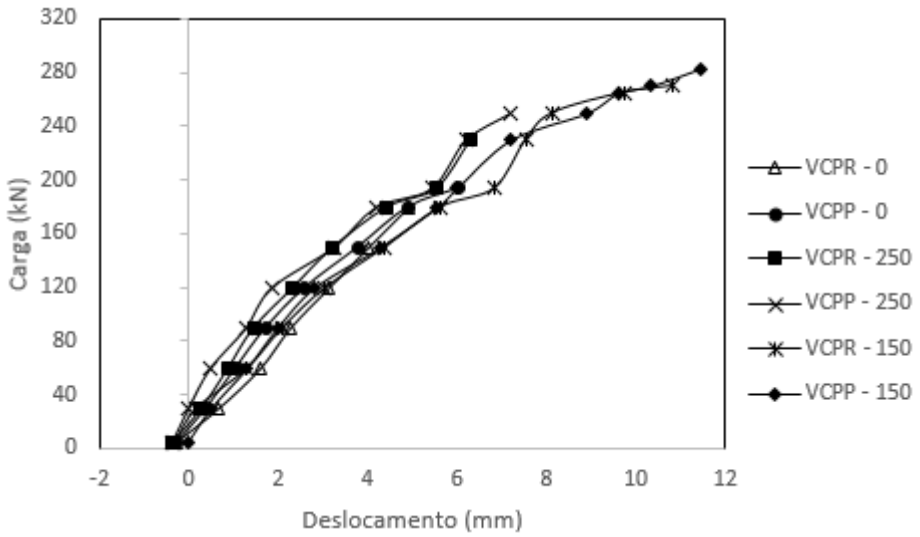


Figura 4.25 – Deslocamentos verticais das vigas

Foi observado uma redução significativa dos valores de deslocamentos. A redução das flechas foi, também, obtida com a contra flecha gerada pela excentricidade da força de protensão. No ato da protensão, foram medidas contra flechas máximas de valores -0,32 mm, -0,20 mm, -0, 35mm, -0, 43 mm, -0, 32 mm, -0, 37 mm, para as vigas VCPR- 0, VCPP- 0, VCPR- 250, VCPP- 250 VCPR- 150, VCPP- 150, respectivamente, tendo reduções consideráveis nas flechas finais, medidas próximas à iminência de ruptura das vigas.

4.9 CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA

A Tabela 4.5 mostra as características das vigas, as cargas últimas e modos de rupturas das seis vigas ensaiadas. Todas as vigas tiveram a mesma armadura de flexão para que se pudesse observar no cisalhamento o acrescimento de resistência gerada pela inclinação do cabo. A viga VCPP – 150, com estribos espaçados a cada 150 mm e traçado do cabo de protensão parabólico, tiveram relação P_u/P_{flex} acima de um, o que poderia levar a uma ruptura por flexão comprometendo o ensaio. Mas as deformações da armadura passiva mostraram que não houve escoamento e a ruptura. As demais vigas tiveram relação P_u/P_{flex} abaixo de um, garantindo a ruptura por cisalhamento.

As vigas que tiveram cabos inclinados apresentaram comportamento mais dúctil quando comparadas às vigas que tiveram cabos retos, apresentando ruptura com fissuras de flexão. A ductilidade em vigas protendidas está diretamente liga à inclinação dos cabos. A componente horizontal, que surge da inclinação do cabo, é a principal responsável por evitar a abertura de fissuras, principalmente de flexão. Como parte da força é decomposta na componente vertical, as vigas com cabo reto apresentaram mais fissuras, apesar de poucas, que as vigas com traçado reto. As vigas com cabo reto, tiveram ruptura brusca com pouquíssimas ou nenhuma fissura de flexão, como foi o caso da viga VCPR- 0. Como toda a força do cabo está comprimindo, as vigas se tornam mais rígidas e a ter menos fissuras.

No decorrer dos ensaios, nenhuma das seis vigas ensaiadas alcançaram a carga de escoamento da armadura passiva, como esperado, rompendo todas por cisalhamento. Verificou-se a clara influência do traçado do cabo inclinado na resistência ao cisalhamento das vigas. A componente vertical gerada pela protensão, nas vigas com traçado parabólico, proporcionaram ganhos significativos à capacidade resistente das peças, apresentando acréscimos de até 16%, para a

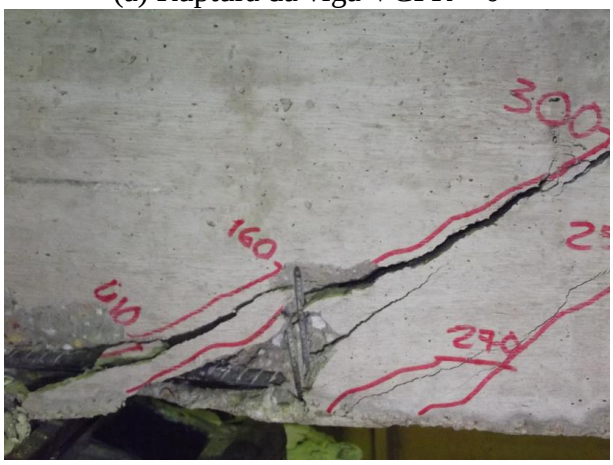
série de vigas com estribo espaçados a cada 150 mm. Próximo à ruptura das peças, com o acréscimo de força no cabo devido o carregamento, a influência da componente vertical foi ainda maior. A Figura 4.26, mostra o aspecto final das vigas.

Tabela 4.5– Cargas últimas e modos de ruptura

Vigas	*d* (mm)	f_c *(MPa)*	A_s *(mm²)*	A_{sp} *(mm²)*	A_{sw} *(mm²)*	*s (mm)*	P_u *(kN)*	P_{flex} *(kN)*	*Pu / Pflex*	*MODO DE RUPTURA*
VCPR 0	361,8	31	942	101	-	-	194,4	341,2	0,57	Cisalhamento.
VCPP 0					-	-	225,1		0,66	Cisalhamento
VCPR 250					39,3	250	249,9		0,73	Cisalhamento
VCPP 250						250	288,5		0,84	Cisalhamento
VCPR 150						150	302,2		0,88	Cisalhamento
VCPP 150						150	348,3		1,02	Cisalhamento

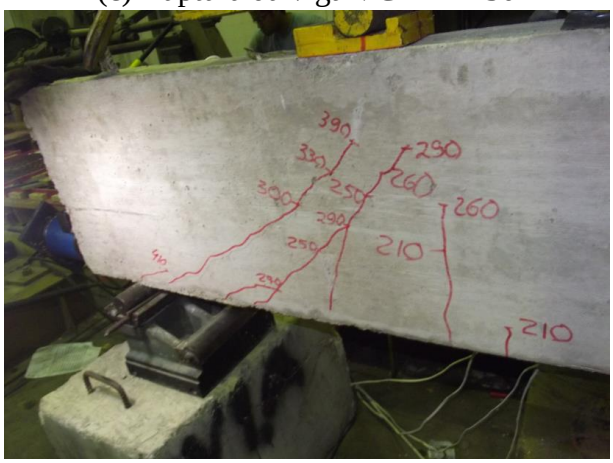
(a) Ruptura da viga VCPR – 0

(b) Ruptura da viga VCPP – 0



(c) Ruptura da viga VCPR – 250

(d) Ruptura da viga VCPP – 250



(e) Ruptura da viga VCPR – 150

(f) Ruptura da viga VCPP – 150

Figura 4.26 – Aspecto final das vigas

5 ANÁLISE DAS ESTIMATIVAS NORMATIVAS

Neste item serão comparados os resultados teóricos ao cisalhamento, obtidos segundo as normas ACI 318/2011, Eurocode 2 (2004) e NBR 6118 (ABNT, 2014), com os resultados experimentais obtidos nos ensaios das seis vigas protendidas. As vigas foram projetadas para romperem ao cisalhamento, sendo devidamente dimensionadas à flexão e armadas ao cisalhamento de acordo com a finalidade do projeto, sendo a armadura de flexão dimensionada para gerar uma resistência duas vezes maior que a resistência ao cisalhamento. A Tabela 5.1 mostra os resultados estimados segundo as recomendações normativos e os resultados experimentais das seis vigas desta pesquisa, e a Figura 5.1 mostra a relação entre carga de ruptura estimada (P_E) pelas diferentes normas, e carga última experimental (P_U) obtidas nos ensaios das vigas, onde valores abaixo de um estão contra a segurança e valores acima de um a favor.

Tabela 5.1– Resultados teóricos e experimentais

		NBR 6118 (2014)		**ACI 318**			**Eurocode 2**	**Experimental.**
Vigas	P_{flex} **(kN)**	***MOD.I***	***MODII***	***ACI SIMP***	***ACI FS***	***ACI WS***	***EC 2***	P_u
VCR-0	341,2	177,49	177,49	441,20	179,98	269,47	181,85	194,4
VCP-0		242,75	242,75	507,35	246,13	269,47	248,00	225,1
VCR-200		237,34	281,15	507,70	246,48	335,97	119,70	249,9
VCP-200		302,60	346,42	573,85	312,63	335,97	185,85	288,5
VCR-100		277,24	350,26	552,03	290,81	380,30	199,50	302,2
VCP-100		342,50	415,53	618,18	356,97	380,30	265,65	348,3

ACI SIMP - Método Simplificado
ACI FS - Ruptura em Flexo cisalhamento
ACI WS - Ruptura por Cisalhamento na alma

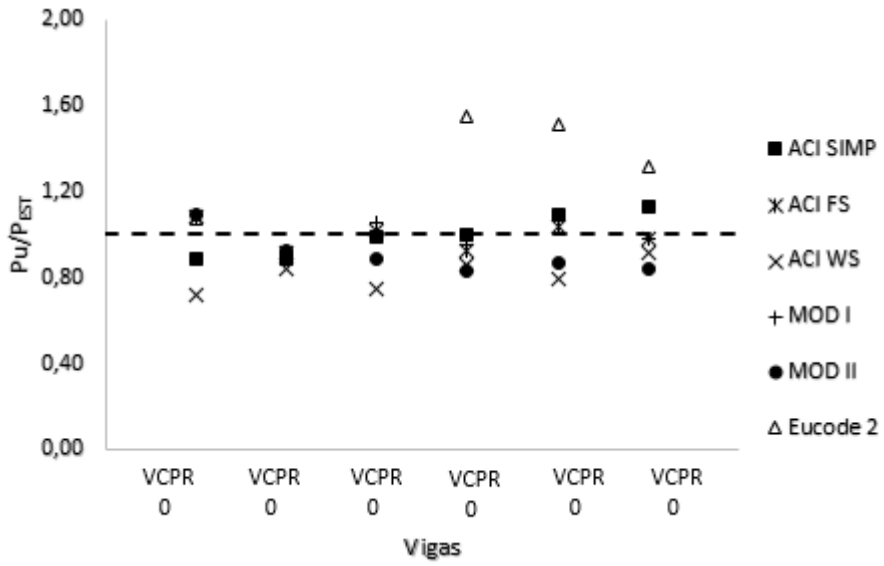


Figura 5.1 - Variação dos resultados teóricos

5.1 ACI 318 (2011)

O ACI 318/2011 considera três métodos para o cálculo da parcela V_c na resistência ao cisalhamento, que nesta pesquisa foram denominados ACI SIMP, ACI FS e ACI WS, baseados na média das tensões de cisalhamento e na profundidade total da seção transversal $b_w.d$. A parcela V_c na protensão, deve ser o menor valor entre V_{ci} e V_{cw} que são, respectivamente, ruína por cisalhamento em flexo-cisalhamento (ACI FS) e ruína por cisalhamento na alma (ACI WS). Além da contribuição do concreto, também é levado em consideração a parcela referente à armadura de cisalhamento V_s. O ACI tem outro método denominado de simplificado (ACI SIMP) que é usado para elementos com força de protensão efetiva não menor que 40 % da resistência à tração da armadura de flexão, podendo ser usada para vigas somente com armadura de protensão ou com combinação da armadura de flexão e protensão, recomendado para elementos sujeitos a carregamentos uniformes.

Os valores estimados pelos métodos do ACI apresentaram divergência em seus resultados. O método ACI SIMP apresentou resultados crescentes contra a segurança quando comparados às demais normas e aos resultados experimentais desta pesquisa, com valores P_u/P_E, para as vigas VCPR – 0, VCPP 0, VCPR – 250, VCPP - 250, VCPR – 150 e VCPP – 150, de 0,88, 0,89, 0,98, 1,00, 1,09 e 1,13, respectivamente, apresentando resultados expressivos contra a segurança para a série de vigas com estribos espaçados a cada 150 mm. O método impõe a condição de

carregamento uniformemente distribuído o que diferiu do carregamento desta pesquisa, com carga pontual em pontos equidistantes.

Os métodos que consideram a parcela V_c rompendo em flexão cisalhamento (ACI FS) e por cisalhamento na alma (ACI WS), apresentaram pouca divergência em seus resultados, quando comparados entre si, com valores contra e a favor da segurança. Para as vigas com cabo reto (VCPR – 0, VCPR – 250 e VCPR – 150), os resultados da estimativa para o método ACI FS, apresentaram resultados levemente contra a segurança, com relação P_E/Pu igual a 1,08, 1,01, 1,04, e valores a favor da segurança para as vigas com traçado do cabo parabólico (VCPP – 0 VCPP – 250 e VCPP – 150), com relação P_E/Pu igual a 0,91, a 0, 92 e 0,98, respectivamente. O método não considera, diretamente, a contribuição da componente horizontal V_p. A protensão é levada em consideração por meio de um momento que anula o momento solicitante de cálculo, que depende da excentricidade do cabo de protensão em relação à linha neutra. O ACI WS, considera o efeito favorável da componente vertical. Por este método, todas as vigas apresentaram valores a favor da segurança, com P_E/Pu igual a 0,72, 0,84, 0,74, 0,86, 0,79 e 0,92, respectivamente para as vigas VCPR – 0, VCPP – 0, VCPR – 250, VCPP – 250, VCPR – 150, VCPP – 150, sendo a componente V_P eficiente no combate ao cisalhamento. Como o ACI recomenda que seja adotado o menor valor entre V_{ci} e V_{cw}, para a parcela do concreto na resistência ao cisalhamento, em todas as vigas o valor usado seria o V_{ci} que apresentou valores contra a segurança.

5.2 EUROCODE 2 (2004)

O procedimento do EUROCODE 2 considera vigas com armadura de cisalhamento, onde a resistência é baseada no modelo de treliça, com variação do ângulo de inclinação da biela, e vigas sem armadura de cisalhamento, somente com a contribuição do concreto. Segundo *Cladera* e *Marí* (2007), o procedimento desta norma para cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado e protendido é um procedimento de fácil aplicação na prática dos engenheiros, mas apresenta grandes dispersões em seus resultados.

Segundo os autores, modelos baseados na compatibilidade e condições de equilíbrio preveem uma resposta não linear baseada na quantidade de armadura de cisalhamento, o que significa que quanto maior a quantidade de estribos menos eficientes eles são devido a inclinação das

tensões de compressão em relação ao eixo longitudinal da viga serem maiores. Esse fenômeno é potencializado com o acréscimo da protensão, já que ela diminui ainda mais inclinação da biela, tornando a armadura de cisalhamento mais ineficiente, já que serão menos solicitados. O modelo de treliça proposto pelo EUROCODE 2 gera uma resposta linear, sem a contribuição do concreto (para vigas com armadura de cisalhamento), sendo a ruptura governada pelo esmagamento da biela. Isso gera resultados levemente conservadores quando comparados com outras normas.

Para vigas de concreto protendido com armadura de cisalhamento, o EUROCODE 2 não considera o efeito favorável da protensão, o que gera resultados ainda mais conservadores. Da Figura 5.1, a relação P_u/P_{EST} deixa claro o caráter conservador. Para as vigas VCPR -0, VCPP – 0, VCPR -250, VCPP – 250, VCPR -150 e VCPP – 150, os valores da relação P_u/P_{ES} são, respectivamente, 1,07, 0,91, 1,50, 1,55, 1,51, 1,31. Observa-se que para as vigas sem armadura de cisalhamento os valores estimados foram bastante conservadores se comparados às vigas sem estribo.

Para as vigas com armadura de cisalhamento a norma europeia define a resistência como sendo apenas a parcela V_c, sem considerar o efeito favorável da protensão. Para elementos com armadura de cisalhamento, o valor da resistência ao cisalhamento é o menor valor entre a parcela proveniente da armadura, V_{Rds} e o valor máximo limite do esmagamento da diagonal comprimida, $V_{Rd,max}$, sem a contribuição do concreto na resistência. Isso explica porque os resultados para as vigas VCPR – 250, VCPP 250, VCPR 150 e VCPP 150, tiveram valores tão conservadores quando comparadas às vigas sem armadura de cisalhamento e com os valores estimados pelas outras normas.

5.3 NBR 6118 (ABNT, 2014)

A NBR 6118/2014 considera duas formulações de cálculo baseado no modelo de treliça e no esgotamento das diagonais tracionadas e comprimidas. O Modelo I considera a inclinação da biela de 45º e inclinação dos estribos entre 45 º e 90º. O Modelo II considera a inclinação da biela variando entre 30º e 45 º e a mesma variação da inclinação dos estribos para o modelo I. O efeito favorável da protensão é levado em consideração na relação entre o momento fletor que anula as tensões normais de compressão na borda da seção (M_0), e o momento fletor de

cálculo, máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o maior valor do semitramo considerado.

De acordo *Leonhardt* (1983), a inclinação das bielas para elementos protendidos é menor, ficando entre 15º e 30º devido ao aumento das tensões de compressão no concreto. Os valores de inclinações das bielas estão bem abaixo do recomendado por esta norma. Busca-se então analisar o efeito da protensão na superfície de ruptura das vigas desta pesquisa e comparar com as estimativas desta norma.

6 CONCLUSÃO

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões relativas aos resultados experimentais deste trabalho obtidos e analisados em capítulos anteriores, realizados em seis vigas protendidas com cabos não aderentes. As vigas s ensaiados tiveram variadas a inclinação dos cabos de protensão, e a taxa de armadura de cisalhamento. Todas as vigas foram comparadas quanto à variação da força de protensão durante o ensaio, deformação da armadura passiva de flexão, deformação do concreto, deslocamentos verticais, padrão de fissuração, carga e modo de ruptura.

6.1 FORÇAS DE PROTENSÃO E PERDAS IMEDIATAS

Os níveis de protensão adquiridos no ensaio se mostraram satisfatório e eficientes ao propósito desta pesquisa. O acréscimo de tensão nos cabos está diretamente associado ao tipo de carregamento aplicado e a intensidade deste carregamento. Este acréscimo de carregamento contribuiu para aumentar o valor da componente vertical gerada nas vigas com cabo de protensão inclinado o que favorável à pesquisa, haja vista a influência desta componente no cisalhamento.

As perdas imediatas foram combatidas corretamente pelo sistema de protensão proposta, apesar de as perdas terem sido maior do que o previsto. As perdas imediatas previstas foram em torno de 30 %, valor elevado para um projeto de vigas protendidas, mas devido ao tamanho reduzido das vigas, limitadas pelo tamanho do pórtico de reação do laboratório, os valores obtidos foram maiores do que os previstos, principalmente nas vigas com cabo de protensão inclinado, chegando a valores de 40 % de perdas imediatas, que foram corrigidos com a etapa de re-protensão do cabo. Isso ocorreu devido à curvatura do cabo que interferiu diretamente na acomadação da cunha na ancoragem, e também, devido à cravação manual da cunha na ancoragem, o que contribui ainda mais para aumentar os valores das perdas.

6.2 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA PASSIVA

As deformações na armadura passiva sofreram forte influência do carregamento e do cabo de protensão. Apesar do elevado carregamento aplicado nas vigas, nenhuma barra de armadura de

flexão alcançou o escoamento e assim não chegou a iminência de ruptura por flexão, o que era espera, haja vista o propósito desta pesquisa de observar a ruptura ao cisalhamento. O não escoamento da armadura passiva se deve, principalmente, a contribuição da armadura ativa na resistência à flexão das vigas, visto que o aço das cordoalhas são aços especiais com valor de resistência à tração de 187 kN.

6.3 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA TRANSVERASL

Para todas as vigas com armadura de cisalhamento (VCPR – 250, VCPP – 250, VCPR – 150 e VCPP 150), houve escoamento da armadura. O comportamento das tensões na armadura de cisalhamento foi fortemente influenciada pela ação das forças de protensão. Com a ação da protensão, as tensões das diagonais comprimidas e tracionadas do concreto alteraram seu fluxo, correndo com inclinações menores, em relação ao eixo longitudinal do elemento, às consideras pela NBR 6118, pelo modelo I e II, com inclinação de 45º para o modelo I, e variando entre 30º e 45º pelo modelo II. Com a redução do ângulo da biela, a diagonal comprimida do concreto se torna mais solicitada que a diagonal tracionada, influenciando assim nas tensões e deformações que são transferidas para a armadura transversal.

Pode-se observar nas vigas desta pesquisa que apenas um estribo alcançou o escoamento para vigas com espaçamento de 250 mm, e dois estribos para as vigas com espaçamento a cada 150 mm. Os demais foram pouco solicitados e ineficientes, mostrando que as tensões e deformações na armadura de cisalhamento foram reduzidas pela ação da protensão, sendo pouco solicitados e se tornando ineficientes no combate ao esforço cortante.

6.4 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Os extensômetros para medir as deformações na região comprimida do concreto foram posicionados na superfície superior das vigas e no porta estribo, sendo posicionados paralelos ao eixo longitudinal das vigas. Em nenhuma das delas foram registrados níveis de deformação no concreto que se aproximassem do esmagamento, com valor máximo obtido para a viga VCPR - 150, de 2,1‰, valor 40% menor que a deformação estimada para o esmagamento que é de 3,5‰ na flexo-compressão. Os níveis de protensão alteraram os valores das tensões nas

bordas inferiores e superiores das vigas. Existia a preocupação da fissuração na borda superior o que levaria a perda de rigidez do elemento e o comprometimento do ensaio. Os valores teóricos da resistência à tração do concreto, de 2,02 MPa, indicavam que a peça iria fissurar no ato da protensão, o que não ocorreu, e foi confirmado pelo ensaio de tração diagonal e durante os ensaios, onde foi obtido o valor experimental de 3,01 MPa de resistência à tração, valor 49% maior que estimado.

6.5 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos foram bastante reduzidos, principalmente nas vigas com traçado do cabo reto. Como estas peças apresentaram comportamento pouco dúctil, com rupturas bruscas, os deslocamentos verticais medidos na borda inferior das peças foram poucos ou quase nenhum mostrando a eficiência da protensão no combate às flechas e fissuração. Além disso, o tamanho reduzido do elemento contribuiu para um menor deslocamento vertical das peças, pois variam em função do carregamento, do vão e da rigidez da peça.

6.6 CARGA ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA

A resistência das vigas protendidas atingiu valores compatíveis com as características mecânicas dos materiais utilizados na sua fabricação. Comparando as vigas com cabo reto (VCPR – 0, VCPR – 250 e VCPR 150), o acréscimo de resistência ao cisalhamento foi de 28,8%, comparando as vigas sem estribos com a vigas com estribos espaçados a cada 250 mm, e de 55,4% comparando a viga sem estribo com a viga com espaçamento a cada 150 mm. Comparando as vigas com traçado do cabo parabólico (VCPP – 0, VCPP – 250 e VCPP -150), observou-se um acréscimo de 30%, comparando as a viga sem estribo com a viga com estribo espaçado a cada 250 mm, e de 58% comparando a viga sem estribo com a viga com espaçamento a cada 150 mm.

6.7 ANÁLISE DAS ESTIMATIVAS NORMATIVAS

Os resultados das estimativas para as diferentes normas divergiram claramente umas das outras com muitas estimativas contra a segurança. Isso se deve ao elevado número de variáveis que

envolvem o cálculo do cisalhamento de vigas protendidas para as diferentes normas, como o ângulo de inclinação da biela, o tamanho da seção transversal, a quantidade de armadura transversal, o momento que age concomitantemente com o esforço cortante, entre outros fatores. Alguns resultados mostram-se próximos e coerentes com o resultado experimental obtido nesta pesquisa, com exceção do método do Eurocode 2 que apresentou valores muito conservadores, com relação P_U/P_{ES} variando de 0,48 a 1,10.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.

2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 5738 – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto*. Rio de Janeiro, 1994.

3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 5739 – Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 1994.

4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2014.

5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 7482– Fios de Aço para Concreto Protendido*. Rio de Janeiro, 1991.

6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 7483 – Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido*. Rio de Janeiro, 2004.

7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 7480 – Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado*. Rio de Janeiro, 1996.

8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, *NBR 7222 – Argamassas e Concreto – Determinação da resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos de Prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro, 1994.

9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522 – Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2003.

10. CARVALHO, R. C. Estruturas em Concreto Protendido: cálculo e detalhamento. São Paulo, Editora PINI, 2012.

11. CLADERA. A, MARÍ. A.R. (2007) *Shear Strength in the New Eurocode 2. A Step Forward? Structural*. Structural Concrete, 2007, No 2, p. 57-66.

12. EUROCODE 2. Design of concrete structures – Part1: General rules and rules for buildings. European Standard, November 2004.

13. HANAI, J. B. *Fundamentos do concreto protendido.* E-book. São Carlos: EESC-USP, 2005.

14. LASKAR. A, HSU T.T.C, MO. Y. L. *Shear Strengths of Prestressed Concrete Beams Part 1: Experiments and Shear Design Equations*. ACI Structural Journal/May-June 2010.

15. LEONHARDT, F. Construções de Concreto. Editora Interciência. Vol. 5, Rio de Janeiro. 1983.

16. MACGREGOR, J. G., *Strength and Behavior of Prestressed Concrete Beams with Web Reinforcement*. PhD thesis, University of Illinois, July, 1960.

17. MACGREGOR, J. G, WIGHT J.K. *Reinforcement Concrete. Mechanics & Design*. 6º Edição, 2012.

18. NAAMAN, A. E. *Prestressed Concrete. Analysis and Design: Fundamentals*. 2º Edição, 2004.

19. THURLIMANN, B. *Shear strength of reinforced and prestressed concrete beams* – CEB approach, ACI/CEB/FIP/PCI Symp., Philadelphia, Mar.-Apr. 1. (1976).