

5

Ensaio Principais: Análise dos Resultados

5.1.

Introdução

Neste capítulo é feita a análise dos resultados apresentados no capítulo anterior, com o propósito de investigar a redistribuição de momentos nas vigas construídas a partir de aduelas pré – moldadas considerando a relação l/d_p (relação entre o vão e a distância da fibra mais comprimida ao centro de gravidade da armadura de protensão) como a principal variável. Primeiramente, será apresentada uma análise comparativa dos resultados das vigas monolítica e em aduelas. Em seguida, será feita a análise das vigas construídas em aduelas com diferentes relações l/d_p .

5.2.

Vigas monolítica e em aduelas, com mesma relação $l/d_p= 18,75$

5.2.1.

Deslocamentos ao longo da viga

As figuras 5.1 e 5.2 mostram a evolução dos deslocamentos ao longo do comprimento da viga monolítica (VGMH1) e da viga em aduelas (VGAH2), respectivamente. Estas curvas dão uma visão global do comportamento das vigas ensaiadas. As linhas contínuas representam os deslocamentos ao final de cada ciclo de carga e as linhas pontilhadas representam os deslocamentos entre o terceiro e o quarto ciclo de carga. A primeira curva corresponde ao início do ensaio, onde é observada a presença de deslocamentos negativos devidos à protensão inicial. A segunda curva corresponde ao estado não fissurado e antes da abertura das juntas das vigas em aduelas. As demais curvas correspondem ao estado fissurado e de abertura das juntas. Observa-se que, antes do estado de fissuração e de abertura das juntas (correspondente à segunda curva), os deslocamentos são pequenos e ligeiramente maiores na viga monolítica do que na viga em aduelas. No estado de fissuração e abertura das juntas (demais curvas) os deslocamentos tendem a ser maiores nas seções de momento máximo dos vãos, localizadas a $l/3$ de distância dos apoios extremos.

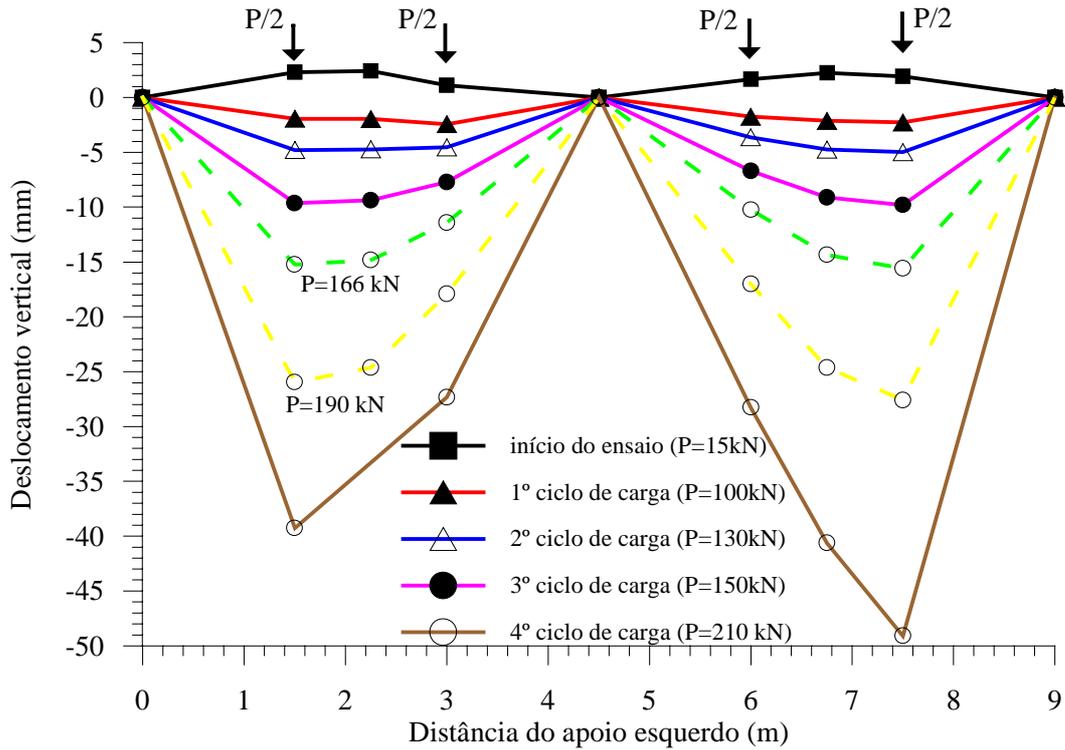


Figura 5.1 - Evolução do deslocamento ao longo da viga monolítica (VGMH1) para vários níveis de carregamento.

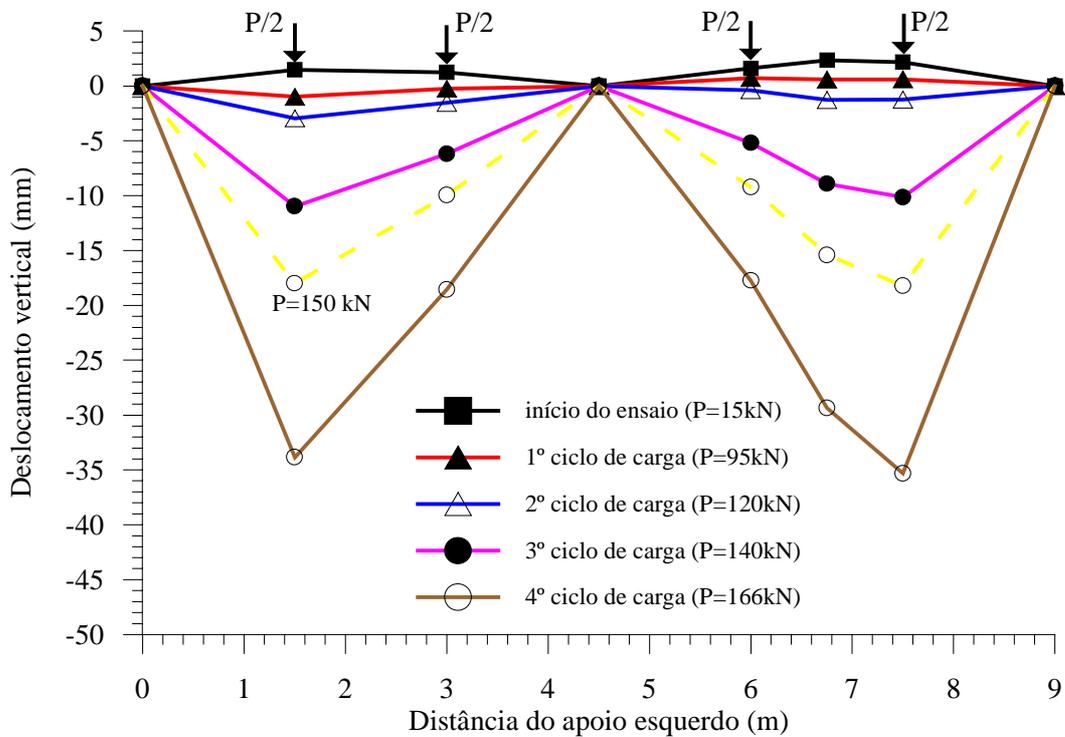


Figura 5.2 - Evolução do deslocamento ao longo da viga em aduelas (VGAH2) para vários níveis de carregamento.

5.2.2. Momento vs. deslocamento

As figuras 5.3 e 5.4 mostram a comparação entre as curvas momento positivo vs. deslocamento das seções críticas, localizadas nas regiões 1 e 3, onde ocorrem os maiores deslocamentos. Para efeito de comparação utiliza-se a envoltória das curvas dos quatro ciclos de carga. A figura 5.3 refere-se à viga monolítica, na qual observa-se que as curvas apresentam três estados bem definidos: o primeiro, de maior inclinação, corresponde ao estado elástico não fissurado; o segundo, o estado elástico fissurado, que iniciou-se com a fissuração do concreto; e o terceiro estado, o plástico, que é caracterizado pelo início do escoamento da armadura passiva. As curvas apresentam uma boa concordância, com exceção do último trecho próximo à ruptura da viga, onde observam-se os maiores deslocamentos localizados na região 3 (local da ruptura).

Na figura 5.4 referente à viga em aduelas, dois estados são bem definidos: o primeiro, de maior inclinação, corresponde ao estado antes da abertura das juntas; e o segundo estado referente à abertura das juntas e fissuração das aduelas (fissuras de cisalhamento). Observa-se que, no primeiro estado, os deslocamentos são maiores na região 1, mas a rigidez inicial é praticamente a mesma. No segundo estado, os deslocamentos na região 3 crescem mais rapidamente, chegando a um valor final ligeiramente maior que o deslocamento da região 1.

A figura 5.5 mostra a comparação entre as curvas que relacionam momento positivo vs. deslocamento entre a viga monolítica e a viga em aduelas nas regiões 1 e 3. Observa-se que antes da descompressão a rigidez inicial na viga em aduelas é ligeiramente maior que na viga monolítica. Era de se esperar que esta rigidez fosse a mesma em ambas as vigas. Isto ocorreu, provavelmente, em decorrência de imperfeições construtivas como também devido à resistência do concreto da viga em aduelas ser ligeiramente maior do que na viga monolítica.

Após o surgimento das primeiras fissuras de flexão e da abertura das juntas, inicia-se a redução na rigidez das vigas e o conseqüente aumento das deflexões. Os deslocamentos crescem rapidamente e, para um mesmo nível de momento, diferenças consideráveis de deslocamentos podem ser observadas. A perda de

rigidez é maior na viga em aduelas. Estabelecendo-se como referência o momento final da viga em aduelas e comparando-se os deslocamentos das vigas monolítica e em aduelas, percebe-se que o deslocamento da viga monolítica corresponde a 45% do da viga em aduelas. O deslocamento máximo alcançado pela viga em aduelas foi de 33 mm, que corresponde aproximadamente a 1/135 do comprimento do vão (4,5 m). Na viga monolítica esse deslocamento foi de 50 mm, que corresponde aproximadamente a 1/90 do comprimento do vão (4,5 m). Os valores correspondentes à carga de serviço equivalem a aproximadamente 1/1500 do comprimento do vão da viga monolítica e a 1/500 do vão da viga em aduelas.

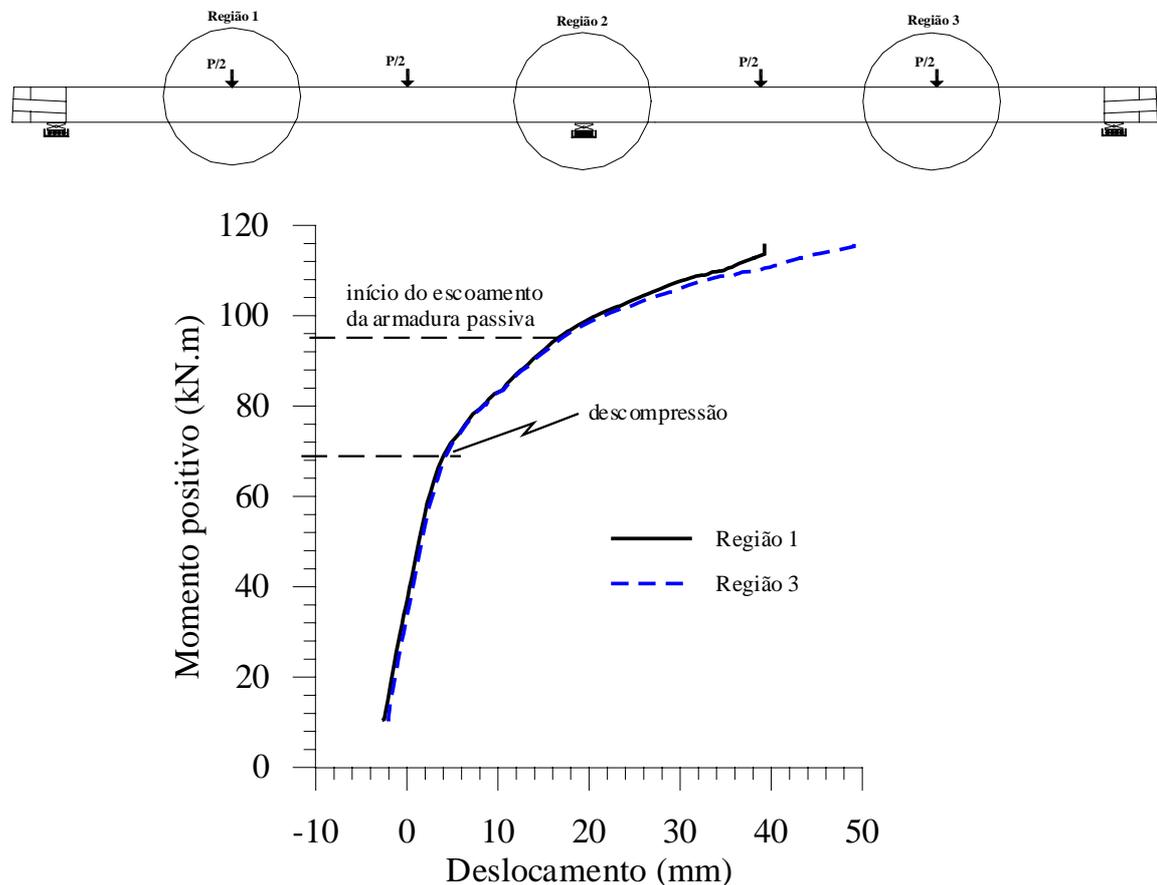


Figura 5.3 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. deslocamento nas regiões 1 e 3 da viga monolítica (VGMH1 $l/d_p = 18,75$)

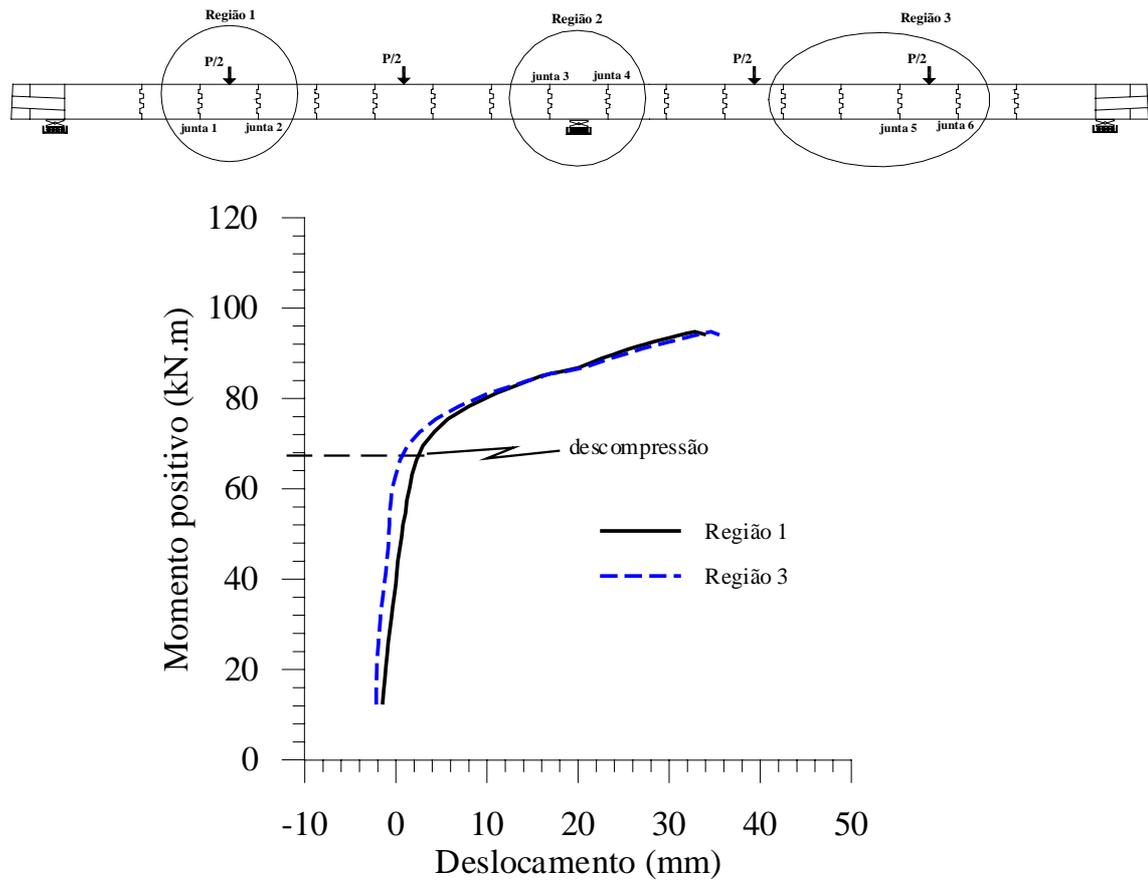


Figura 5.4 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. deslocamento nas regiões 1 e 3 da viga em aduelas (VGAH2 $l/d_p = 18,75$)

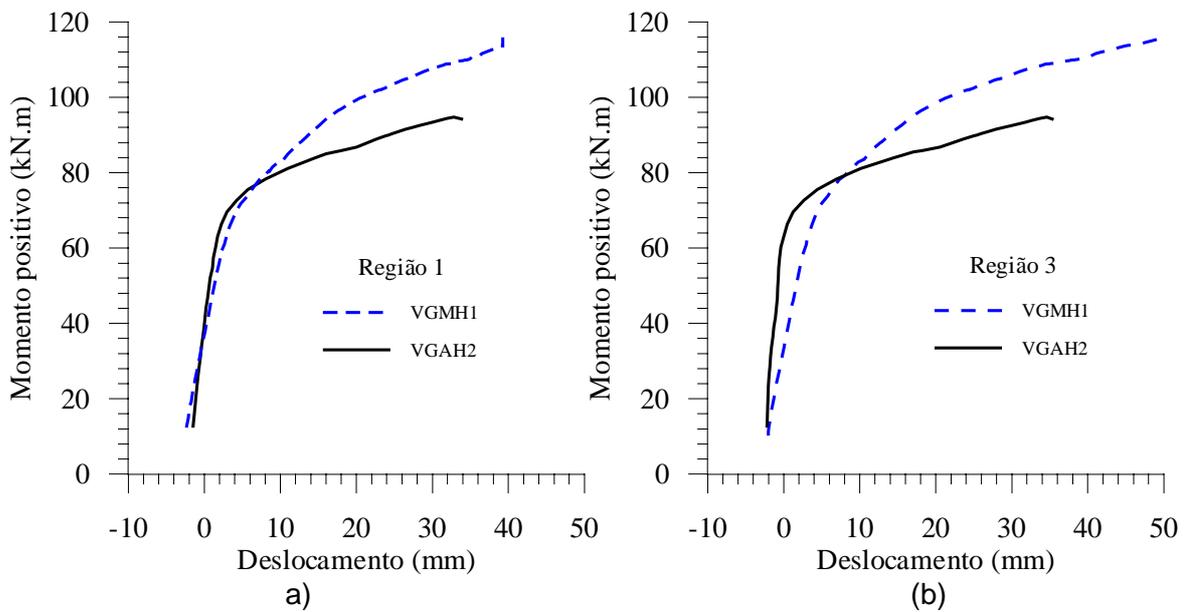


Figura 5.5 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. deslocamento da viga monolítica (VGMH1 $l/d_p = 18,75$) e da viga em aduelas (VGAH2 $l/d_p = 18,75$).

5.2.3. Deformações ao longo da viga

As figuras 5.6 a 5.8 mostram a evolução das deformações nas regiões críticas (regiões 1, 2 e 3) da viga monolítica (VGMH1) e da viga construída em aduelas (VGAH2). As linhas contínuas representam as deformações no final de cada ciclo de carga e as linhas pontilhadas representam as deformações entre o terceiro e o quarto ciclo de carga. As primeiras curvas referem-se ao início do ensaio, as segundas curvas correspondem ao estado não fissurado e de não abertura das juntas (viga em aduelas) e as demais curvas correspondem ao estado fissurado e de abertura das juntas.

As figuras 5.6 e 5.7 referem-se às deformações no concreto (compressão) e na armadura passiva (tração) da viga monolítica, respectivamente. Observa-se que no estado não fissurado as deformações são pequenas e variam suavemente, tanto no concreto quanto na armadura passiva. A partir do estado elástico fissurado, as deformações tendem a se concentrar nas seções críticas (ver regiões 1, 2 e 3) próximo aos pontos de aplicação de carga (regiões 1 e 3) e ao apoio central (região 2). O último estado, o plástico, caracteriza-se pelo início do escoamento da armadura passiva, com deformações excessivas no seu final. As deformações na armadura passiva localizadas nas seções dos pontos de aplicação de carga (regiões 1 e 3) e do apoio central (regiões 2) foram menores do que as deformações nas seções adjacentes. Isto ocorreu, provavelmente, devido ao aparecimento de fissuras apenas nas seções adjacentes ou por causa da presença dos desviadores presos à viga que dá sustentação ao cabo.

A figura 5.8 mostra as deformações no concreto da viga em aduelas. Após a abertura das juntas, as deformações tendem a se concentrar nas juntas das regiões 1 e 3. As mais solicitadas são as juntas 2 e 5. Em virtude da pequena quantidade de extensômetros utilizados na região do apoio central, não foi possível obter informações conclusivas quanto às seções mais solicitadas nesta região. Observa-se que não há concentração de deformação nas juntas 3 e 4 da região 2, devido ao aparecimento de duas grandes fissuras de cisalhamento na aduela do apoio central (ver figura 4.43), com inclinações em torno de 45° . A concentração de deformação provavelmente ocorreu entre o apoio central e as juntas.

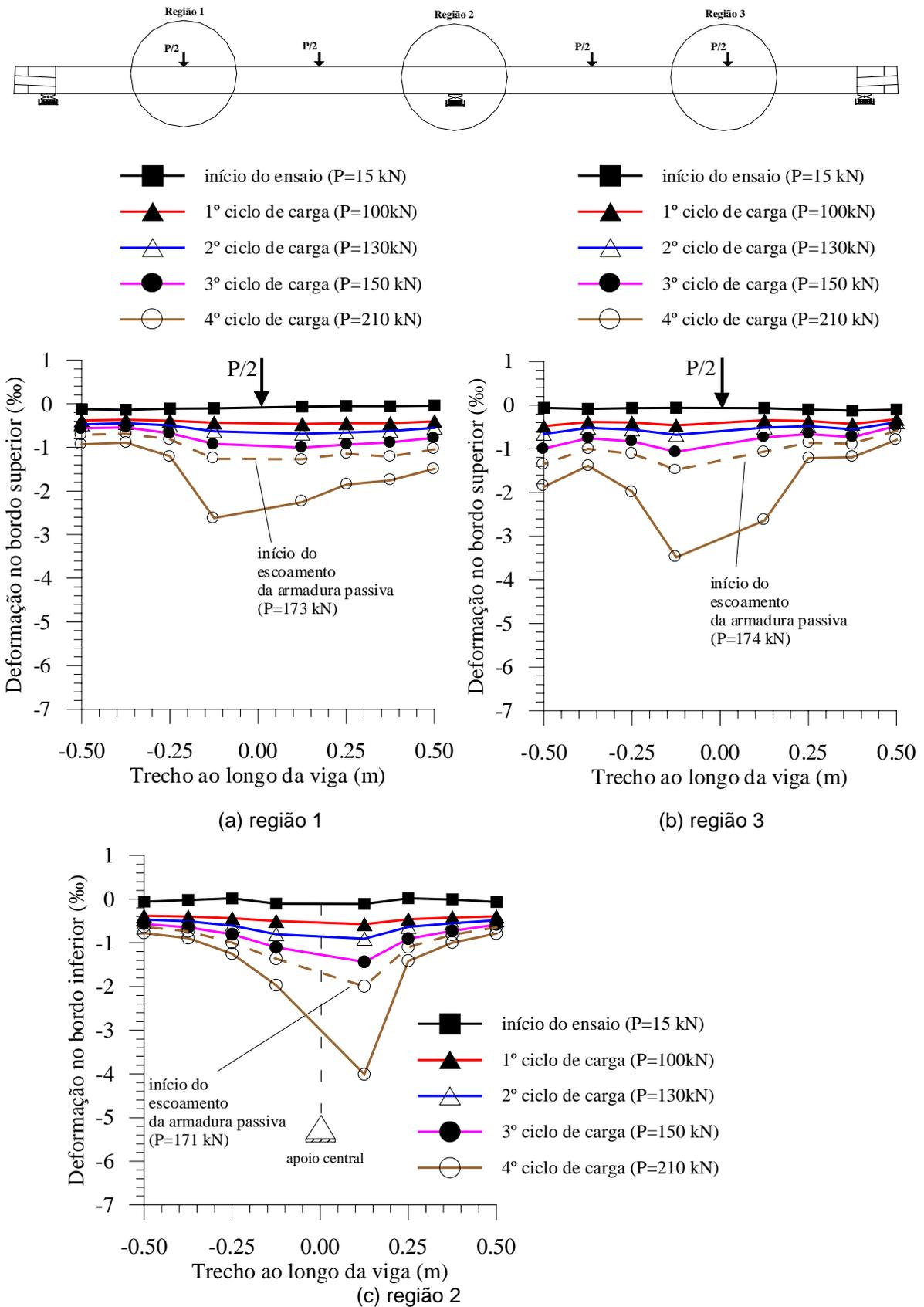


Figura 5.6 – Evolução das deformações no concreto ao longo da viga monolítica (VGMH1 $l/d_p = 18,75$) para vários níveis de carregamento.

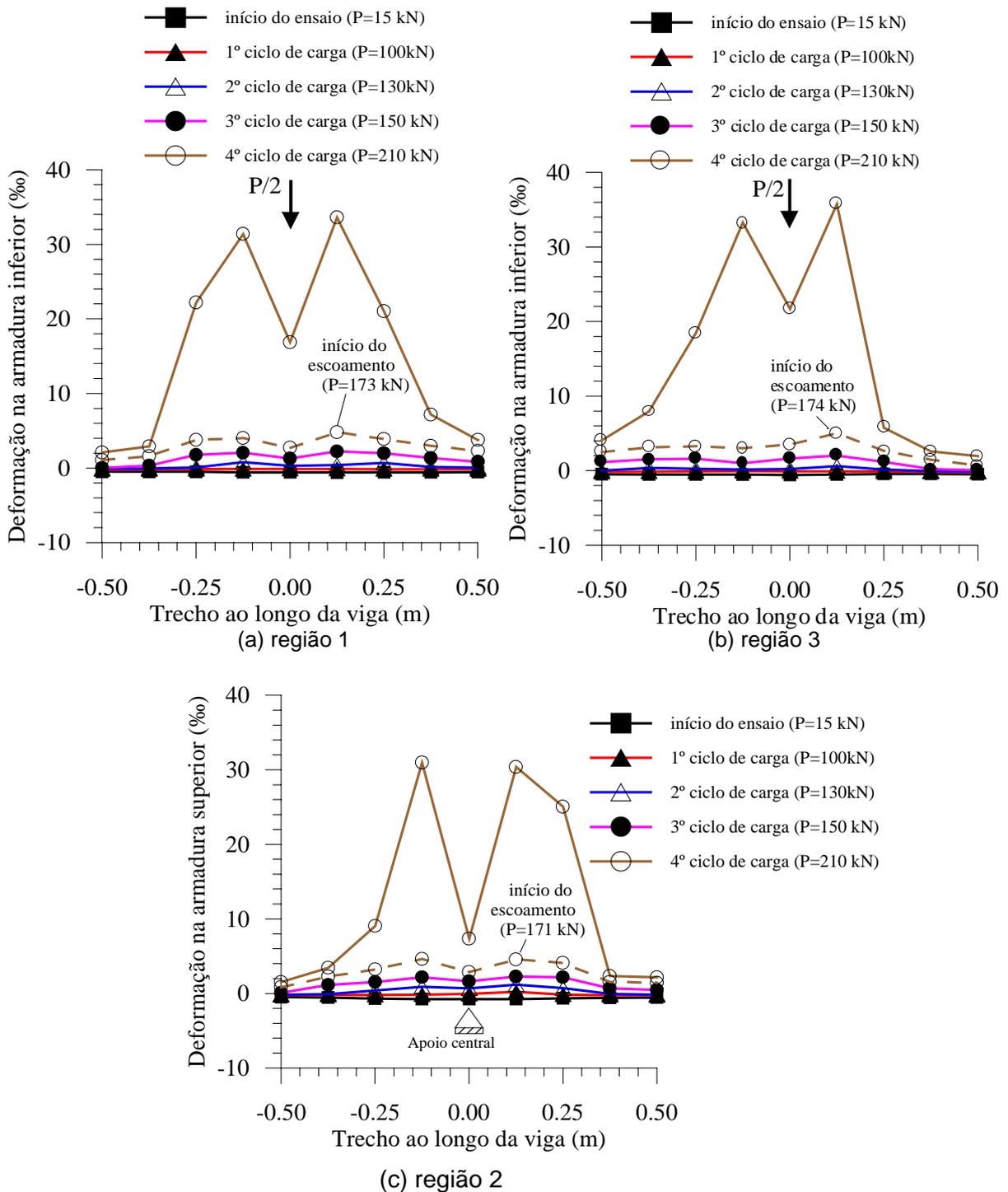


Figura 5.7 – Evolução das deformações na armadura passiva ao longo da viga monolítica (VGMH1 $l/d_p = 18,75$) para vários níveis de carregamento.

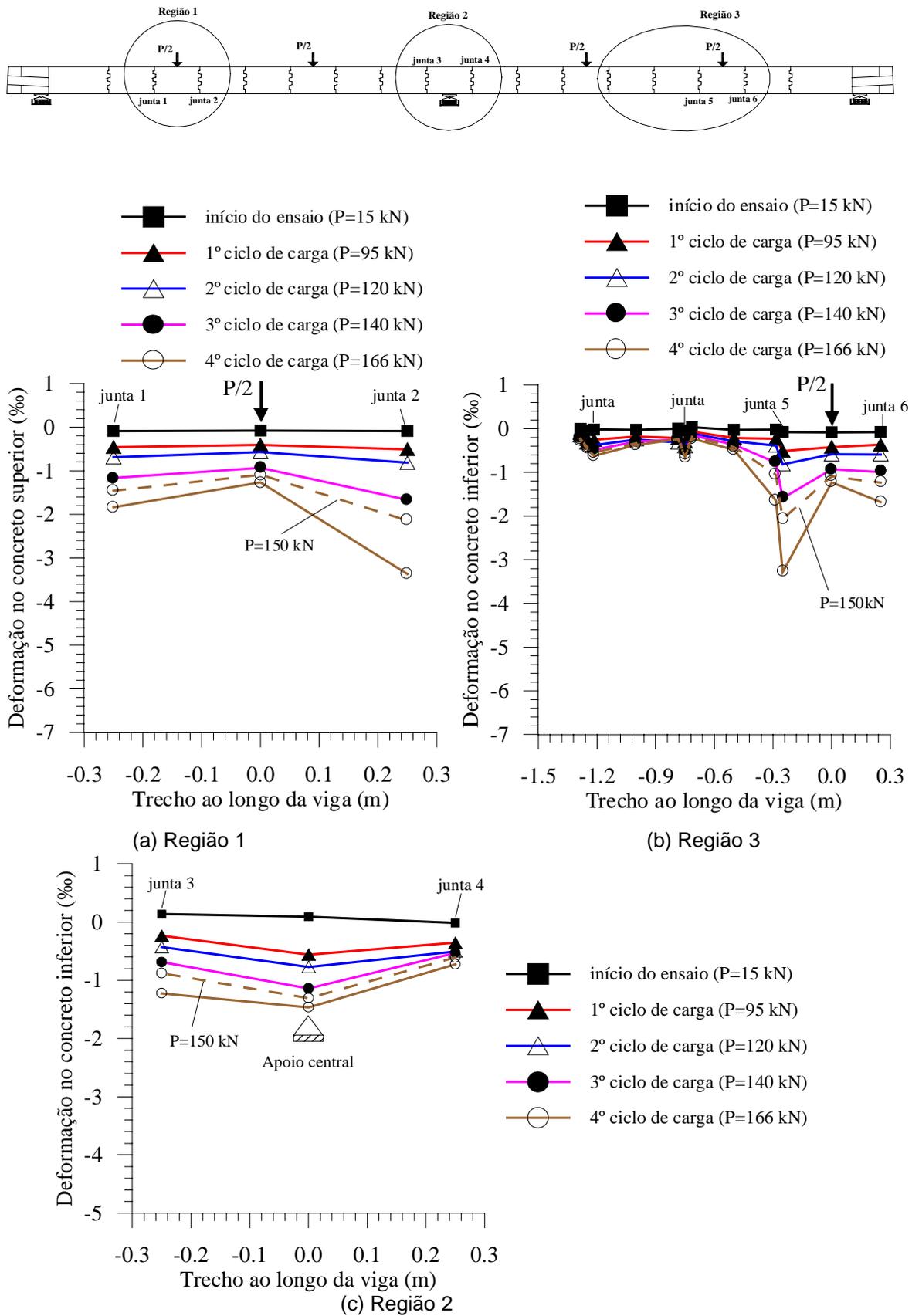


Figura 5.8 – Evolução das deformações ao longo da viga em aduelas ($VGAH2 l/d_p = 18,75$) para vários níveis de carregamento.

5.2.4. Variação da força nos cabos de protensão

As figuras 5.9 e 5.10 mostram as curvas que relacionam a variação da força nos cabos de protensão com o momento positivo máximo que ocorre nas seções sob as cargas aplicadas nas regiões 1 e 3. A variação da força é dada pela relação F/F_0 , onde F é a força nos cabos para um determinado momento e F_0 é a força nos cabos no início do ensaio. Observa-se que, antes e após a descompressão, a variação da força nos cabos tanto na região 1 como na região 2 é praticamente a mesma em ambas as vigas.

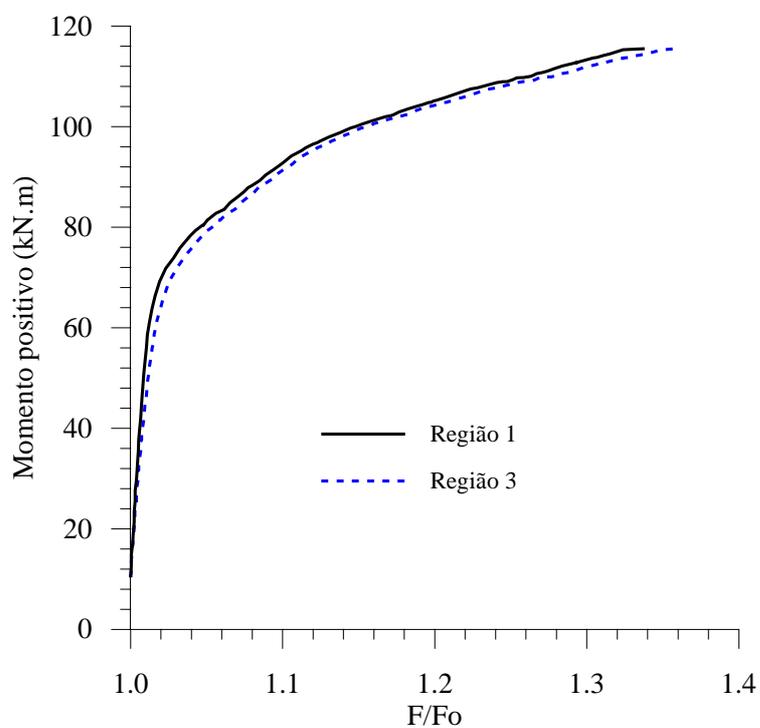


Figura 5.9 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. variação da força dos cabos nas seções sob carga aplicada (região 1 e 3) da viga monolítica (VGMH1 $L/d_p = 18,75$)

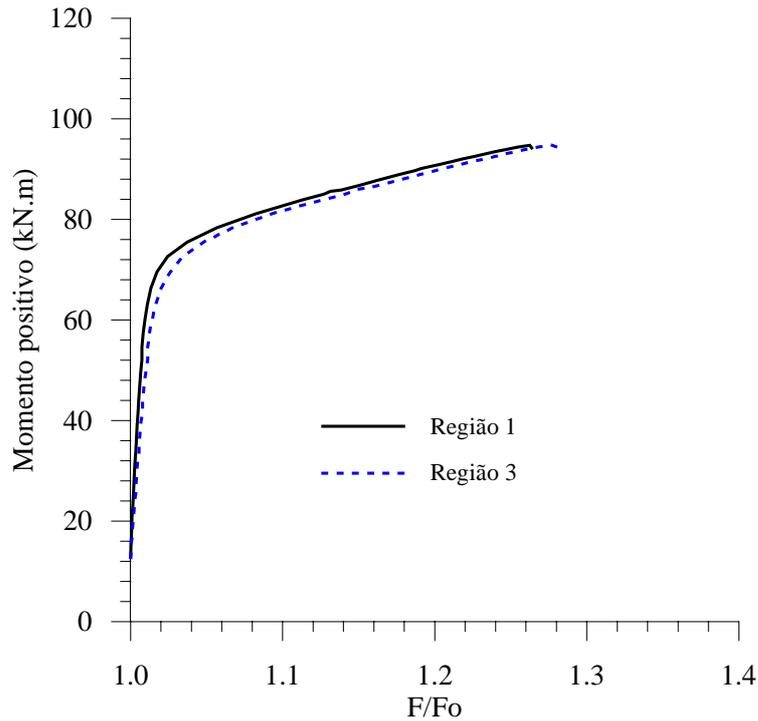


Figura 5.10 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. variação da força dos cabos nas seções sob carga aplicada (região 1 e 3) da viga em aduelas (VGAH2 $l/d_p = 18,75$).

A figura 5.11 mostra a comparação entre as curvas que relacionam momento positivo vs. variação da força nos cabos de protensão (regiões 1 e 3) da viga monolítica e da viga em aduelas. Antes do momento de descompressão, as vigas apresentam o mesmo tipo de comportamento e praticamente não se observa variação de força nos cabos de protensão. Após o momento de descompressão, são observadas as diferenças de comportamento entre as vigas. A viga monolítica apresenta, para um mesmo nível de momento, uma menor variação de força nos cabos do que a viga em aduelas. Entretanto, o valor final da variação de força na viga monolítica é de 35% e na viga em aduelas é de 27%, aproximadamente. O valor da variação de força na viga monolítica correspondente ao momento final da viga em aduelas é de 12%. A relação entre a variação de força final da viga em aduelas com este valor é de 13,4%.

A armadura de protensão não alcançou a tensão nominal de ruptura (f_{pu}), pois além do baixo nível de protensão inicial ($0,50.f_{pu}$ aproximadamente), a variação de tensão em cabos não aderentes é menor se comparada com àquela observada em cabos internos aderentes. A tensão máxima nos cabos, tanto na viga

monolítica quanto na viga em aduelas ficou em torno de 0,64 e 0,71 de f_{pu} , respectivamente.

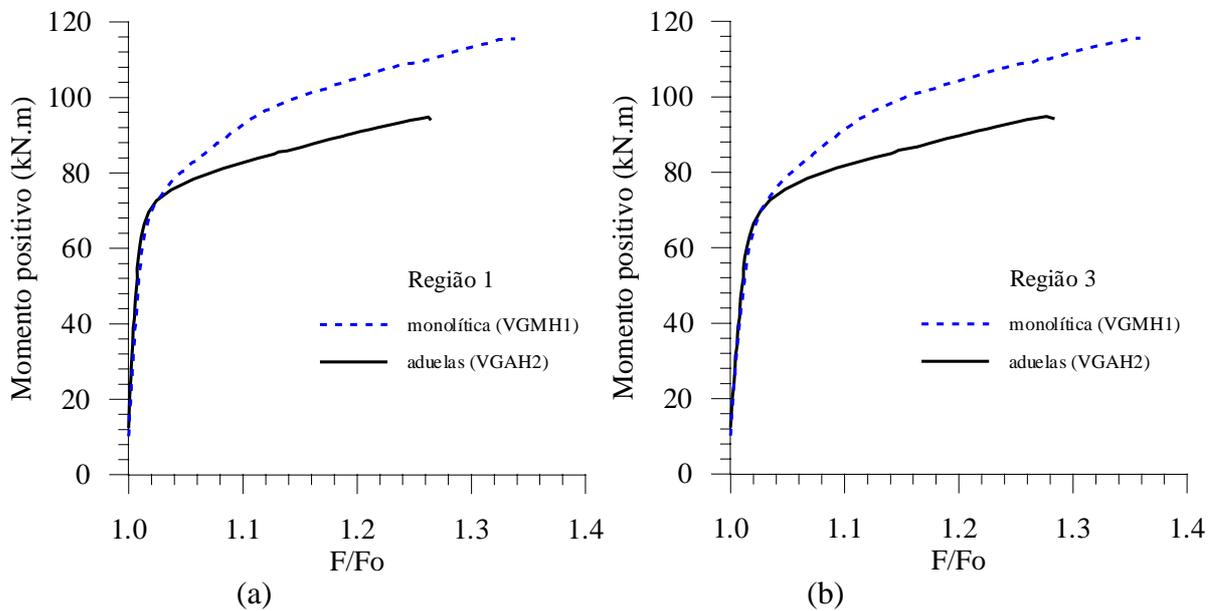


Figura 5.11 - Curva momento positivo vs. variação da força dos cabos de protensão das vigas VGMH1 e VGAH2.

A partir dos valores das forças medidas na ancoragem passiva e na ancoragem ativa foi possível obter o coeficiente de atrito entre os cabos e os desviadores para cada ensaio. A figura 5.10 mostra o esquema de deslizamento do cabo em um ponto de desvio qualquer. Neste ponto o deslizamento tende a ocorrer na direção da maior força e o equilíbrio se dá quando as forças nos cabos adjacentes satisfazem a condição dada a seguir.

$$F_i = F_{i+1} K_i \quad i = 1, n \quad (5.1)$$

onde n corresponde ao número total de elementos de cabo e a variável K_i é o fator de atrito de cada ponto de desvio, e é dado por,

$$K_i = e^{-\mu(\theta+\phi)} \quad \text{para } F_{i+1} \geq F_i \quad (5.2)$$

Neste caso, μ é o coeficientes de atrito, θ é o ângulo desvio do cabo antes da aplicação do carregamento externo e ϕ é o acréscimo deste ângulo devido aos

deslocamentos da viga no ponto de desvio após a aplicação do carregamento externo.

A figura 5.13 mostra o traçado dos cabos com os ângulos de desvios. A linha contínua representa os cabos com os ângulos de desvios antes da aplicação das cargas externas e a linha tracejada representa os cabos com os ângulos de desvios e o acréscimo deste ângulo devido aos deslocamentos da viga no ponto de desvio, após a aplicação das cargas externas. Com os valores das forças nos cabos de protensão medidas nas ancoragens passiva (F_p) e ativa (F_a) e considerando-se os ângulos de desvio entre estes pontos é possível obter o coeficiente de atrito utilizando-se a seguinte expressão

$$F_e = F_p \cdot e^{-\mu \cdot \sum_i (\theta_i + \phi_i)} \quad (5.3)$$

Os valores dos coeficientes de atrito obtidos entre os cabos e os desviadores metálicos na viga monolítica e nas vigas em aduelas são apresentados na tabela 5.1.

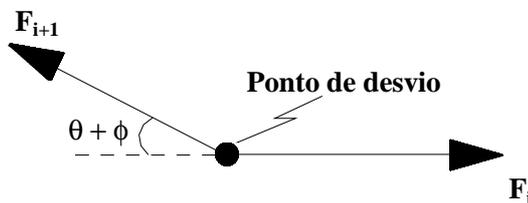


Figura 5.12 - Esquema de deslizamento do cabo em um ponto de desvio qualquer.

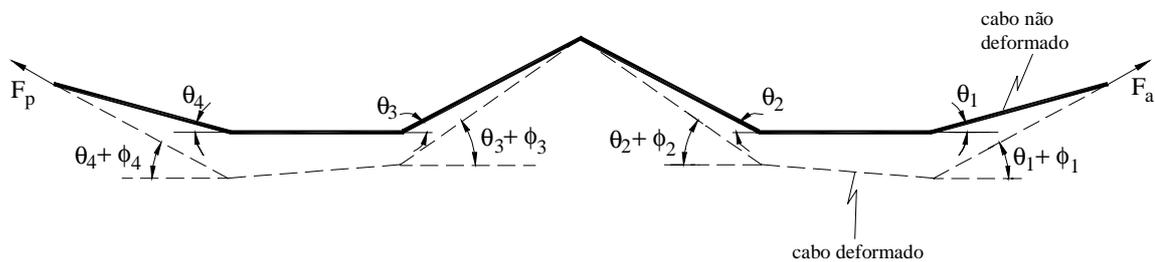


Figura 5.13 - Esquema dos ângulos no cabo de protensão antes e depois da aplicação do carregamento externo .

Tabela 5.1 - coeficiente de atrito.

	VGMH1	VGAH1	VGAH2	VGAH3
	μ	μ	μ	μ
Média	0,218	0,111	0,212	0,248
Desvio padrão	0,011	0,013	0,008	0,017
Valor mínimo	0,208	0,084	0,194	0,213
Valor máximo	0,234	0,125	0,215	0,268

5.2.5. Redistribuição de momentos

Nas figuras 5.14 e 5.15 são mostrados os diagramas de momentos fletores para a última etapa de carregamento da viga monolítica e da viga em aduelas, com mesma relação l/d_p igual a 18,75. A linha tracejada mostra o diagrama segundo a teoria elástica. Já a linha contínua indica o diagrama obtido de acordo com os dados experimentais. O diagrama resultante de momento fletor segundo a teoria elástica foi obtido da combinação entre o diagrama devido às cargas externas aplicadas e o diagrama devido ao momento secundário (provocado pela não concordância dos cabos). É observado em ambas as vigas uma decalagem entre os diagramas segundo o cálculo elástico e o obtido com os dados experimentais. Esta decalagem indica que ocorreu a redistribuição de momentos.

O momento fletor negativo obtido experimentalmente em todas as vigas é menor que o momento fletor negativo obtido segundo a teoria elástica. Como os momentos fletores experimentais foram obtidos a partir de condições de equilíbrio e em função das reações de apoio e das cargas aplicadas medidas, os máximos momentos fletores positivos têm valores maiores que os obtidos a partir da teoria elástica, em decorrência da redistribuição. Com isto, a distância entre a seção de momento nulo e o apoio central é menor nos diagramas obtidos com os dados experimentais. Esta distância é menor na viga monolítica (Figura 5.14) do que na viga em aduelas (figura 5.15, com mesma relação l/d_p) e, conseqüentemente, a redistribuição de momentos é maior na viga em aduelas.

As figuras 5.16 e 5.17 mostram as curvas que relacionam carga aplicada vs. momento positivo máximo no vão e carga aplicada vs. momento no apoio central da viga monolítica. Enquanto que as figuras 5.18 e 5.19 mostram as mesmas

curvas referentes à viga em aduelas (com mesma relação l/d_p , igual a 18,75). Nestas figuras são apresentadas três curvas, sendo uma referente aos dados experimentais (representa o comportamento não-linear) e as demais referentes à análise elástica (com e sem a consideração do momento secundário).

Nas figuras 5.16 e 5.17, referentes à viga monolítica, observa-se que, no eixo dos momentos, a distância inicial entre a curva que representa o comportamento não-linear e a curva referente ao momento elástico corresponde ao valor do momento secundário (no apoio e no vão). As curvas se mantêm praticamente paralelas até a descompressão tanto no apoio quanto no vão. Após a descompressão há um aumento dessa distância que é causada pela redistribuição de momentos. O mesmo comportamento é observado nas figuras 5.18 e 5.19 referentes à viga em aduelas. Entretanto, a distância entre a curva que representa o comportamento não-linear e a curva que representa o momento elástico, após a descompressão, é maior na viga em aduelas.

A distância entre a curva referente ao comportamento não-linear e a curva referente ao momento elástico que inclui o efeito da protensão (momento secundário), representa magnitude da redistribuição de momentos tanto no apoio central como no vão. Para quantificar o grau de redistribuição de momentos será utilizada eq. (2.41) apresentada no capítulo 2 e aqui transcrita na forma:

$$\eta = 100 \cdot \left(1 - \frac{M_{rup}}{M_{el} + M_{sec}} \right) (\%) \quad (5.4)$$

Onde, M_{rup} é o momento de ruptura, M_{el} é o momento elástico devido às cargas aplicadas apenas, obtido pela análise elástica e M_{sec} é o momento secundário, também obtido pela análise elástica. Os valores obtidos com a eq. (5.4) para o grau de redistribuição de momentos nas seções do apoio central e de momento máximo do vão, são mostrados na tabela 5.3. Como pode ser observado na tabela 5.3 o grau de redistribuição de momentos é maior na viga em aduelas.

Tabela 5.3 - Grau de redistribuição de momentos da viga monolítica e da viga em aduelas.

Viga	Seção de momento máximo do vão			Seção do apoio central		
	M_{rup} (kN.m)	$M_{el} + M_{sec}$ (kN.m)	η (%)	M_{rup} (kN.m)	$M_{el} + M_{sec}$ (kN.m)	η (%)
VGMH1	115,3	110,4	4,4	-127,4	-141,6	-10,0
VGAH2	95,4	88,8	7,4	-89,3	-109,0	-18,1

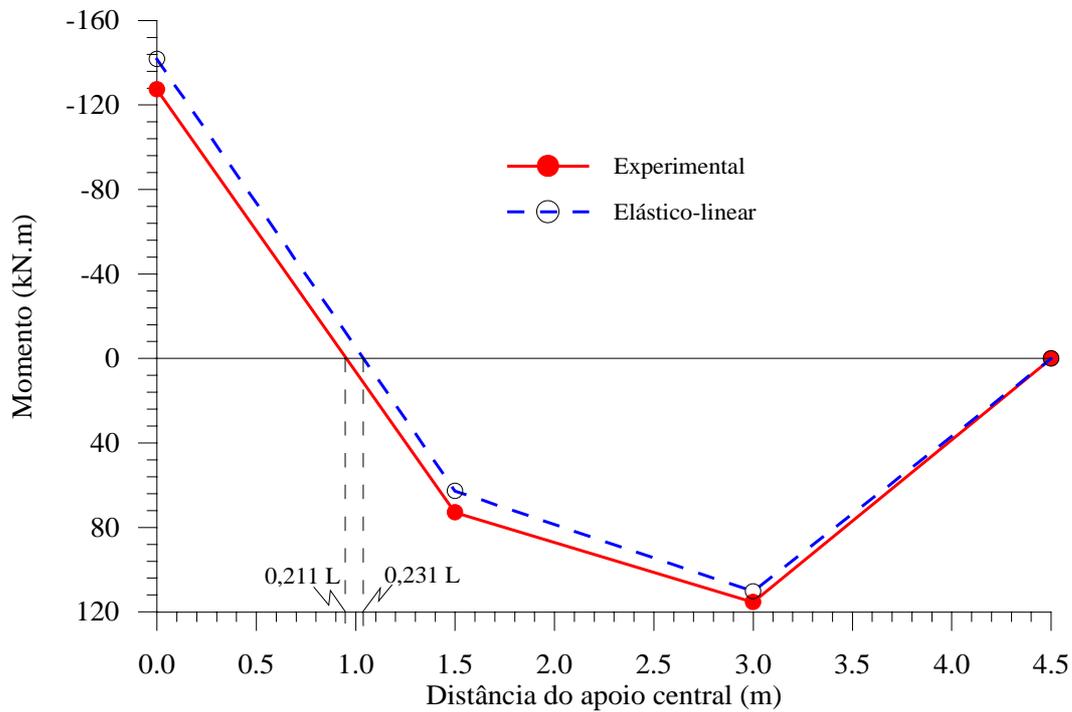


Figura 5.14 - Diagramas finais de momentos fletores para a viga monolítica com relação $l/d_p = 18,75$ (VGMH1).

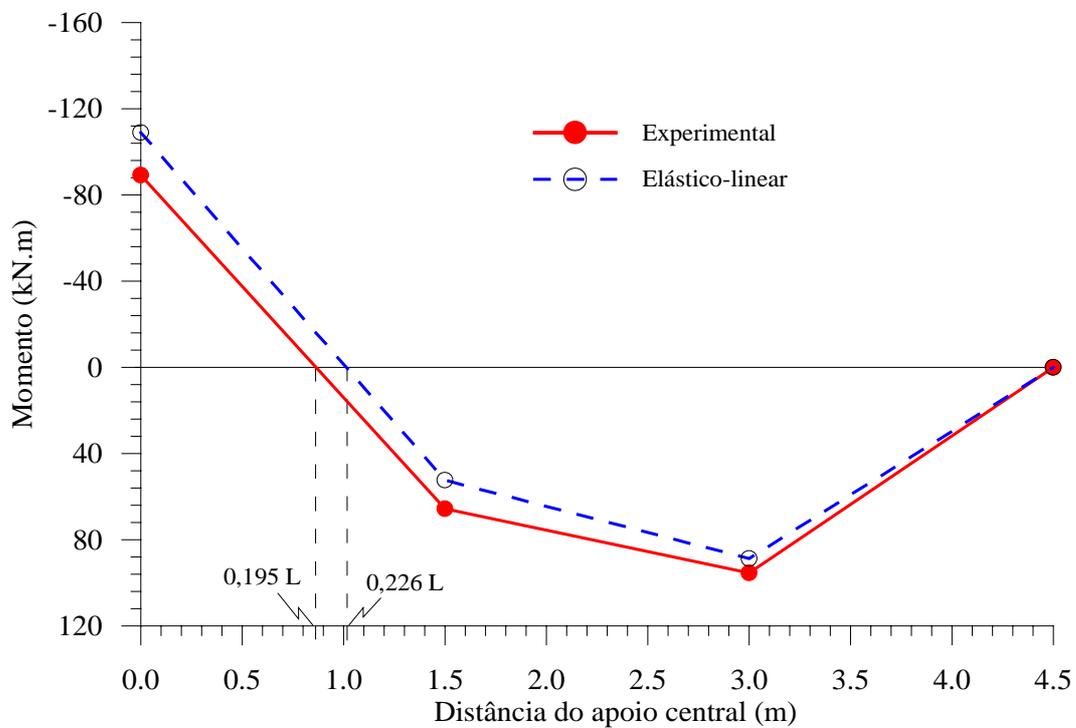


Figura 5.15 - Diagramas finais de momentos fletores para a viga em aduela com relação $l/d_p = 18,75$ (VGAH2).

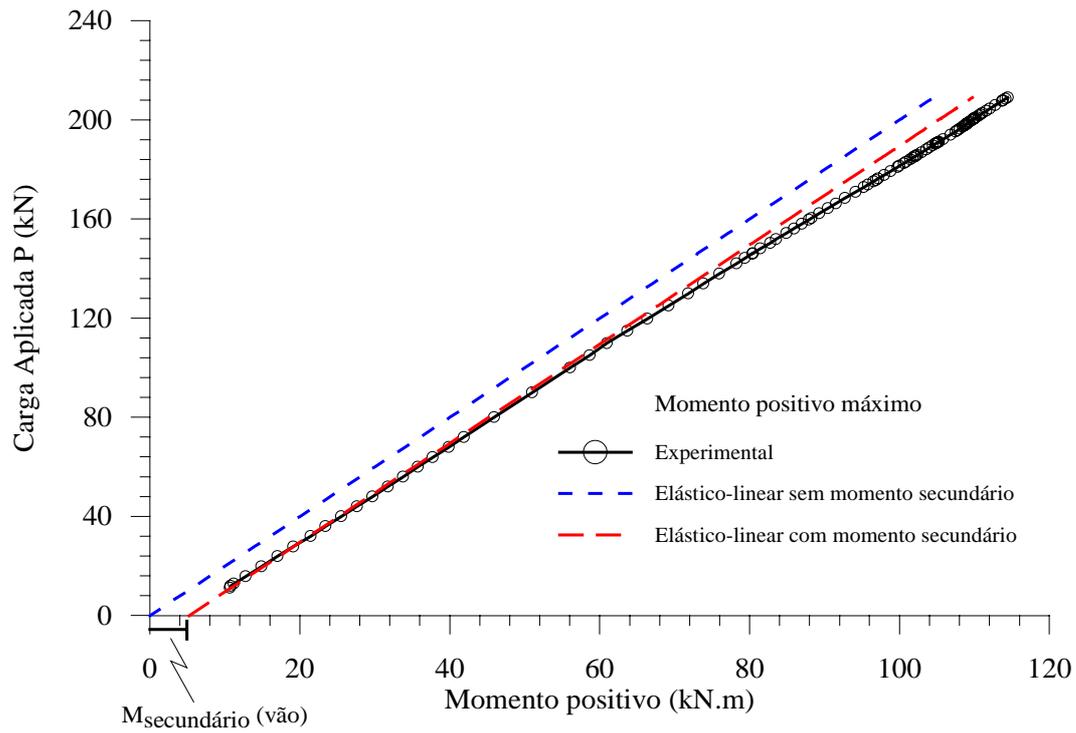


Figura 5.16 - Curva carga aplicada vs. momento positivo máximo no vão da viga monolítica (VGMH1).

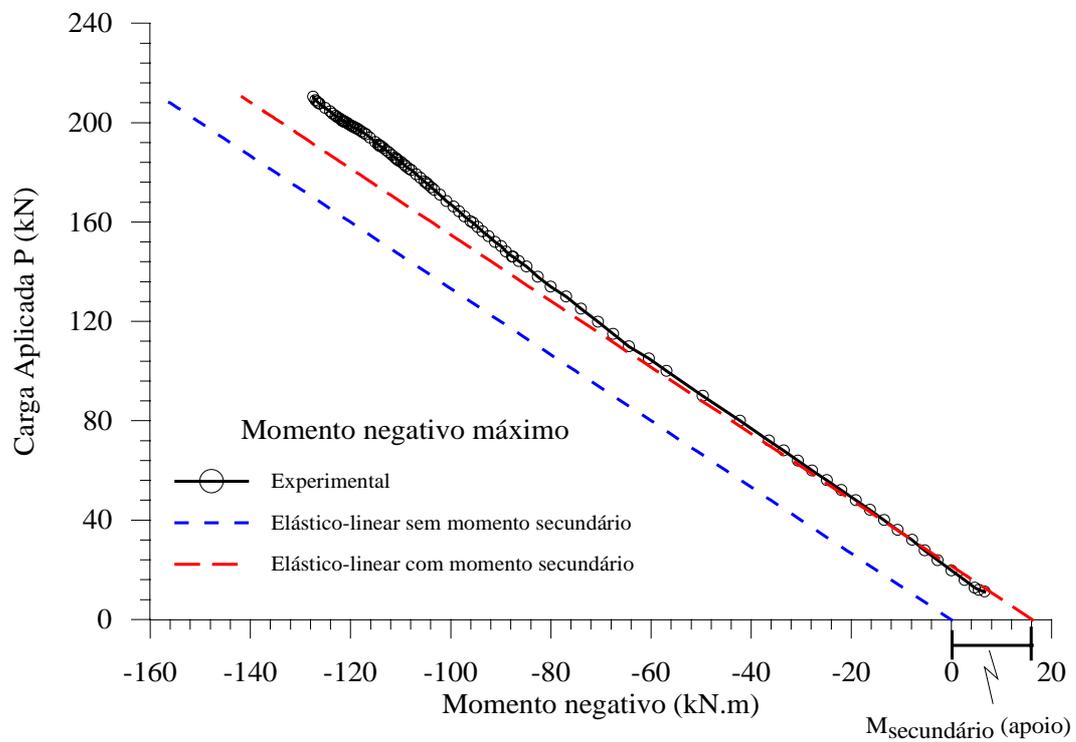


Figura 5.17 - Curva carga aplicada vs. momento negativo máximo no apoio central da viga monolítica (VGMH1).

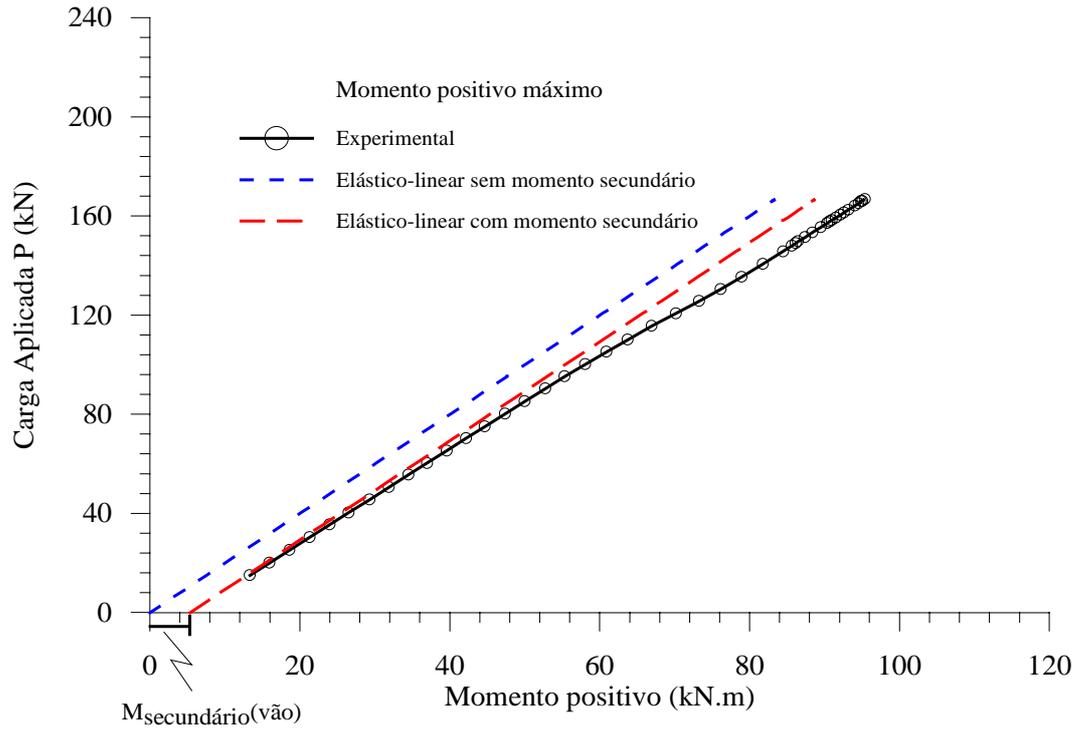


Figura 5.18 - Curva carga aplicada vs. momento positivo máximo no vão da viga em aduela com relação l/d_p igual a 18,75.

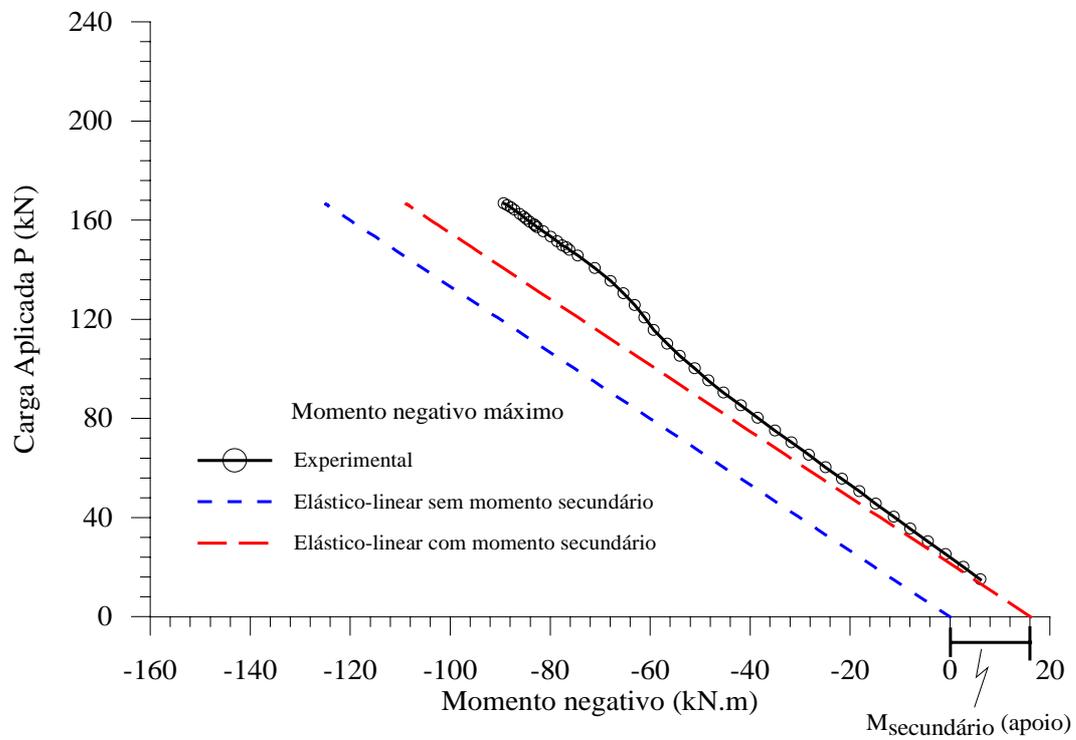


Figura 5.19 - Curva carga aplicada vs. momento no apoio central da viga em aduelas com relação l/d_p igual a 18,75.

Informações obtidas no capítulo 3, item 3.6.2.4 deste trabalho são importantes para a compreensão do comportamento da redistribuição de momentos entre a viga monolítica e a viga em aduelas. No referido capítulo foram apresentadas conclusões com relação a duas vigas isostáticas. Uma das vigas apresentava armadura passiva atravessando a junta entre aduelas. Os resultados mostraram que a parcela do momento resistente, referente à contribuição dos cabos de protensão da viga com armadura passante na junta, é praticamente igual ao momento último da viga sem armadura passante na junta. Com a finalidade de confirmar esta informação, os mesmos cálculos foram refeitos para o caso da viga monolítica e da viga em aduelas.

- **Considerando apenas os esforços de flexão**

O estudo se concentrou na seção referente à junta 5 da viga em aduelas e na correspondente seção da viga monolítica. A seção de estudo fica a 25 cm no lado esquerdo da carga aplicada na região 3. Para efeito de cálculo, foram considerados os dados referentes à envoltória dos quatro ciclos de carga. O braço de alavanca z foi obtido para a viga em aduelas (VGAH2) e para a viga monolítica (VGMH1) aplicando-se as eq. (3.1) e (3.2), respectivamente. A força nos cabos (R_p) considerada nos cálculos na referida seção foi obtida aplicando-se as eq. (5.1) e (5.2), com coeficiente de atrito entre os cabos e os desviadores dado na tabela 5.1. A força resultante na armadura passiva (R_s) foi calculada com os valores das deformações medidas na armadura passiva e aplicados à relação tensão vs. deformação, da figura 4.4 do capítulo anterior.

A figura 5.20 mostra a posição da força interna de compressão R_c no concreto com o momento aplicado na seção de análise. Observa-se, em ambas as vigas, um incremento linear na posição da força interna R_c (distância a na figura 5.20) para momentos menores que o momento de descompressão. Com o aumento do momento, a relação entre a distância a e o momento aplicado deixa de ser linear. Para um mesmo valor de momento aplicado, o braço de alavanca, depois da descompressão até a ruptura, é maior na viga em aduelas que na viga monolítica. A partir do momento aplicado de 76 kN.m até o estágio final, a distância a na viga em aduelas passa a ser aproximadamente constante (em torno

de 25 cm). Na viga monolítica este efeito é observado entre o momento de descompressão e o início do escoamento da armadura passiva, a partir do qual a distância a passa a ter um ligeiro aumento.

Informações adicionais podem ser obtidas pela separação da contribuição do cabo e da armadura passiva para o cálculo do momento resistente interno da viga monolítica (VGMH1). O momento resistente total M_R consiste de duas parcelas, conforme estabelecido nas equações (3.3) e (3.4), referentes à contribuição do cabo de protensão e da armadura passiva. Antes da descompressão, o momento resistente é quase que exclusivamente devido a M_p como ilustrado na figura 5.21. Depois da carga de descompressão, observa-se o início da contribuição de M_s , que é mais significativo até o início do escoamento da armadura passiva. Após esse ponto, a contribuição de M_s passar a ser praticamente constante, enquanto continua a crescer a parcela devida a M_p . O valor final do momento M_p (devido aos cabos de protensão apenas) na viga monolítica (em torno de 89 kN.m na figura 5.21) é praticamente o mesmo da viga em aduelas (91 kN.m na figura 5.21). Portanto, apesar da concentração de deformação na junta entre aduelas, o momento resistente devido às forças conjugadas R_c e R_p não é afetado. Estas conclusões estão de acordo com as observações feitas no capítulo 3, item 3.6.2.4, para o caso de vigas isostáticas com e sem armadura passiva atravessando as juntas entre aduelas.

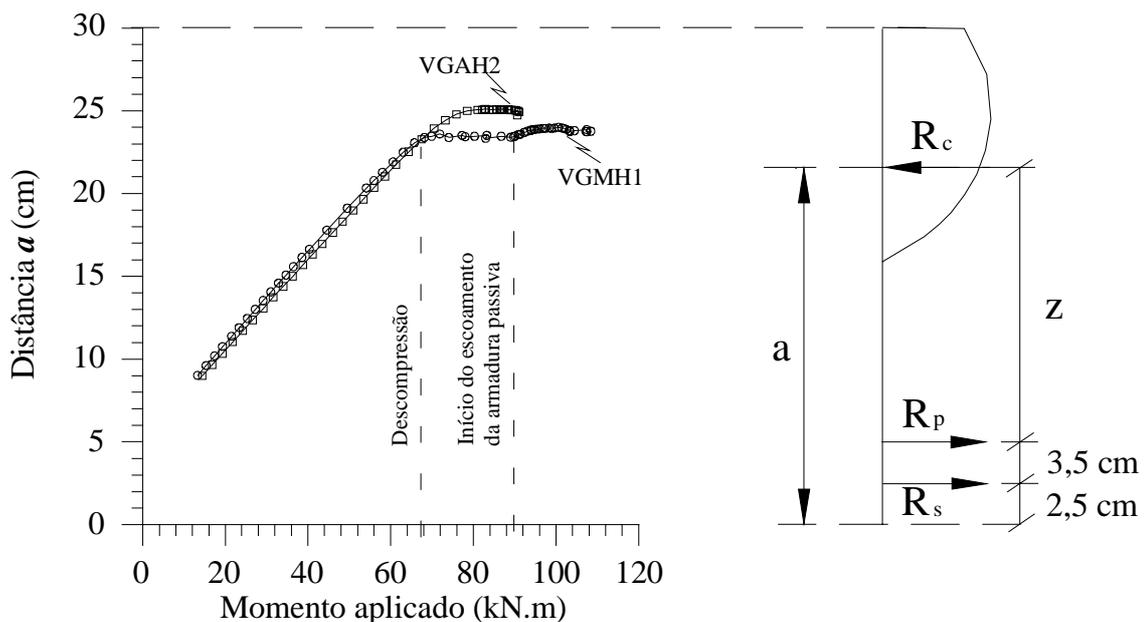


Figura 5.20 - Posição da força interna de compressão R_c no concreto.

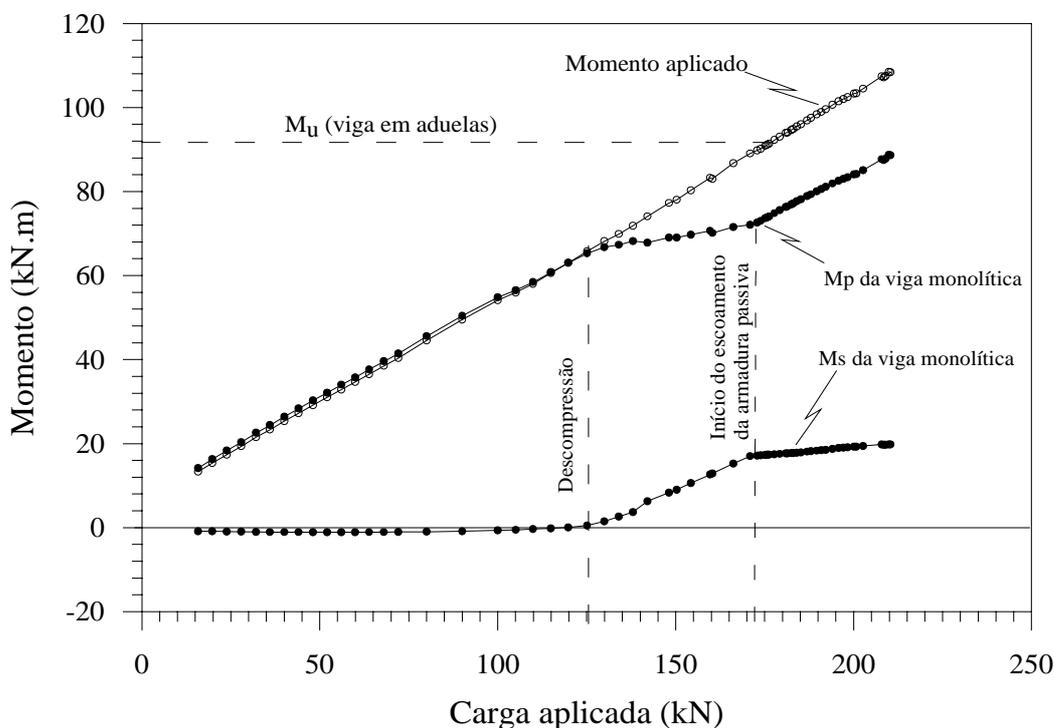


Figura 5.21 - Momento resistente devido à armadura de protensão e devido à armadura passiva da viga monolítica (VGMH1) na junta 5.

Aplicando-se o mesmo procedimento na seção de momento máximo positivo, verifica-se que a parcela de momento M_p (93,4 kN.m) da viga monolítica é praticamente igual o momento último (95,4 kN.m) da viga em aduelas. Entretanto, na seção do apoio central (momento negativo) a contribuição da armadura de protensão para o momento resistente da viga monolítica é maior que o momento último da viga em aduelas, como mostrado na figura 5.22. A parcela de momento M_p é cerca de 16% maior que o momento último da viga em aduelas. Essa diferença decorre do fato de não se ter levado em consideração a combinação dos esforços de flexão e de cisalhamento nos cálculos.

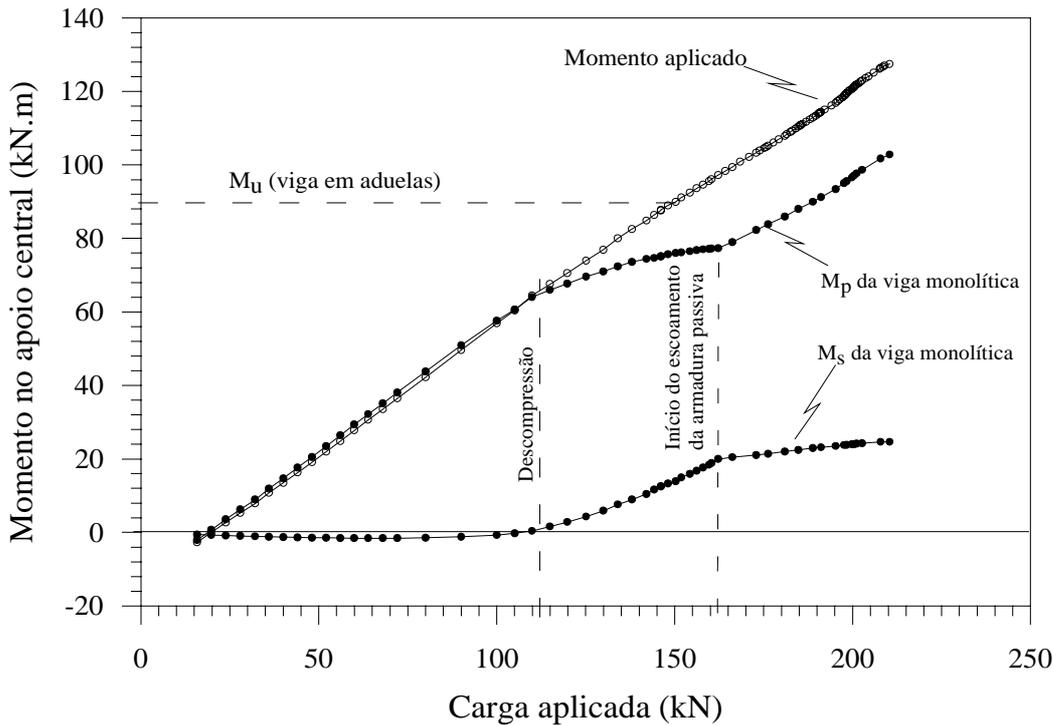


Figura 5.22 - Momento resistente devido à armadura de protensão e devido à armadura passiva da viga monolítica (VGMH1) no apoio central.

- **Considerando os esforços de flexão e cisalhamento**

As fissuras de flexão ocorrem em regiões onde o momento fletor é predominante e as fissuras de cisalhamento ocorrem em regiões onde existe momento fletor e uma considerável parcela da força cortante atuando. Na região do apoio central, em estudo, as seções estão submetidas ao efeito conjunto dos esforços de flexão e cisalhamento. Portanto, é necessário que se leve em consideração, nos cálculos, a combinação dos esforços de flexão e de cisalhamento para se obter a parcela de contribuição dos cabos de protensão para o momento resistente da viga monolítica, como será demonstrado a seguir.

No estado fissurado, a viga de concreto armado tem um funcionamento semelhante ao modelo de treliça. As bielas diagonais delimitadas pelas fissuras formam as diagonais comprimidas e as armaduras transversais formam os tirantes que ligam os banzos da treliça. A figura 5.23 apresenta o esquema de treliça para o caso em que a armadura transversal é formada por estribos verticais.

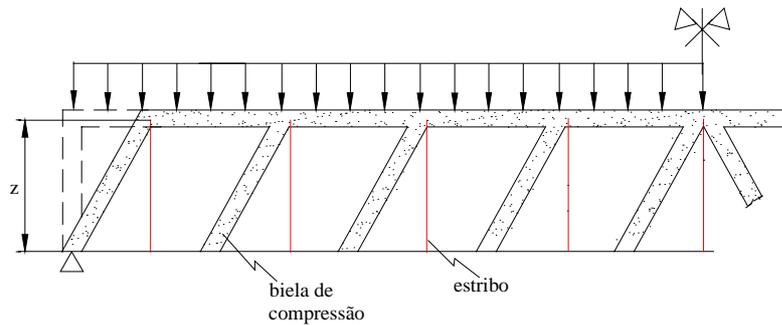


Figura 5.23 – Modelo de treliça com armadura transversal vertical.

No caso do concreto protendido, a influência da protensão sobre os efeitos das forças cortantes se dá de várias maneiras. Além dos esforços hiperestáticos de protensão, que podem surgir nas estruturas hiperestáticas, e da influência de possíveis cabos inclinados, as próprias tensões longitudinais de compressão aplicadas pelas forças de protensão ao concreto também devem ser consideradas. O efeito benéfico da compressão longitudinal do concreto decorre do retardamento provocado no aparecimento das fissuras do banzo tracionado. Somente após a fissuração é que começa a se manifestar o modelo em treliça.

A influência da componente longitudinal da força de protensão se manifesta por meio do aumento da colaboração do concreto no combate às forças cortantes, pela maior contribuição do engrenamento do agregado e do efeito de pino. Esta influência depende principalmente da capacidade das tensões normais de compressão no centro de gravidade das peças de retardarem o aparecimento de fissuras no bordo tracionado.

A figura 5.24 mostra uma viga de concreto protendido com uma fissura diagonal de inclinação θ que cruza a viga desde o banzo tracionado até o eixo do banzo comprimido (seção A-B). As forças internas na seção A-B, também, estão representadas na figura 5.24. De acordo com essa figura, R_c representa a componente horizontal da força resultante de compressão, R_s a força resultante na armadura passiva de tração, V_s a resultante das forças que atuam na armadura transversal cortada pela seção A-B e F_p a força resultante nos cabos de protensão.

A relação entre o momento externo e o momento resistente no ponto A é dada pela seguinte equação

$$M = R_s \cdot z_s + F_p \cdot \cos(\phi) \cdot z_p + F_p \cdot \sin(\phi) \cdot z_p \cdot \cotg(\theta) + V_s \cdot \frac{z_s}{2} \cdot \cotg(\theta) \quad (5.5)$$

com,

$$z_s = z_p + z_p \cdot \cotg(\theta) \cdot \sin(\phi) + d_s - d_p \quad (5.6)$$

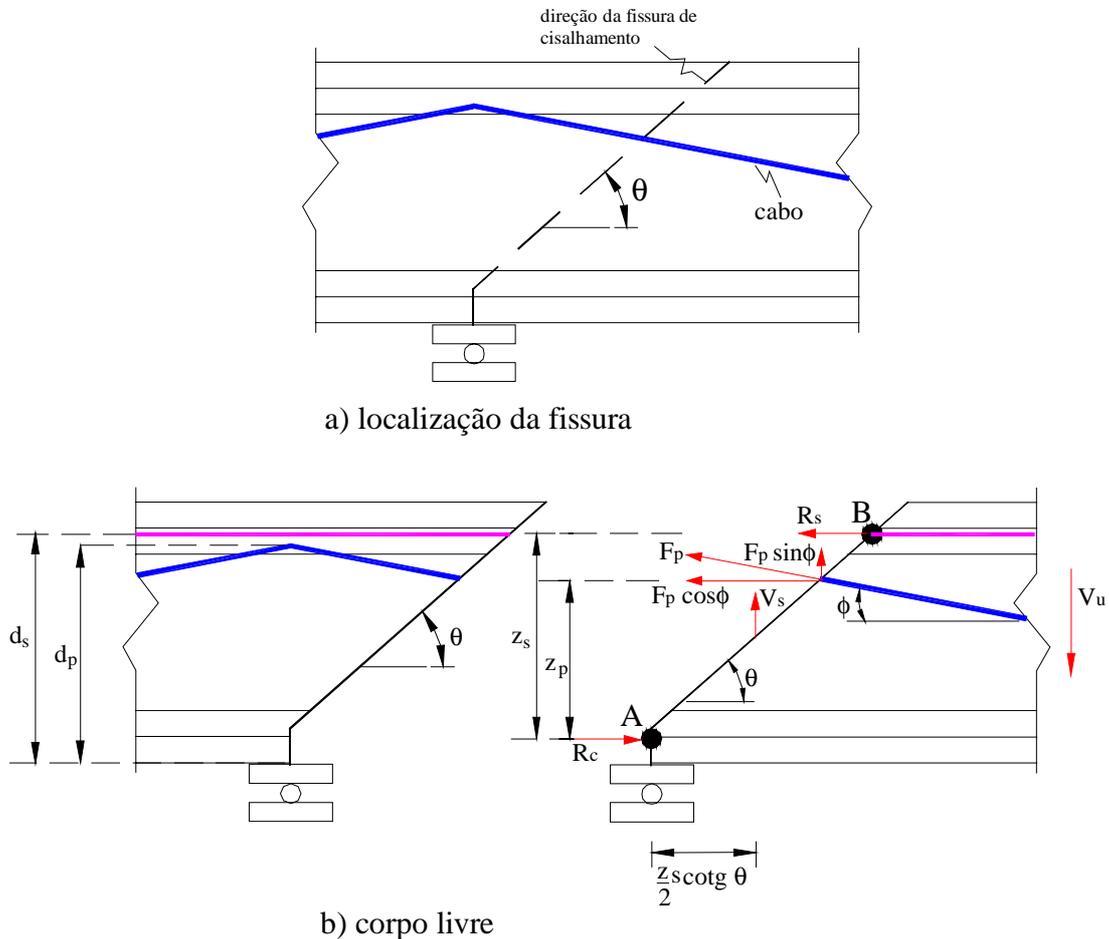


Figura 5.24 –Forças internas numa seção com a inclinação da biela comprimida.

Por questão de simplificação, a contribuição das forças referentes ao efeito de pino e do engrenamento do agregado foi ignorada no cálculo direto do momento resistente. Entretanto, as mesmas são consideradas no cálculo da resultante das forças que atuam na armadura transversal cortada pela seção A-B (V_s).

A força cortante última V_u pode ser resistida pela combinação da resultante das forças que atuam na armadura transversal cortada pela seção A-B, V_s , da componente vertical das forças nos cabos de protensão V_p e das forças oriundas de mecanismos complementares ao modelo em treliça V_c . São exemplos de forças oriundas de mecanismos complementares: a componente vertical da força resultante de compressão (V_{cv}), o efeito de pino (V_d) e do efeito do engrenamento

do agregado (V_a). A figura 5.25 mostra a distribuição das forças internas que resistem à força cortante última V_u . Desta forma, tem-se que

$$V_u = V_s + V_c + V_p \quad (5.7)$$

ou seja,

$$V_s = V_u - V_c - V_p \quad (5.8)$$

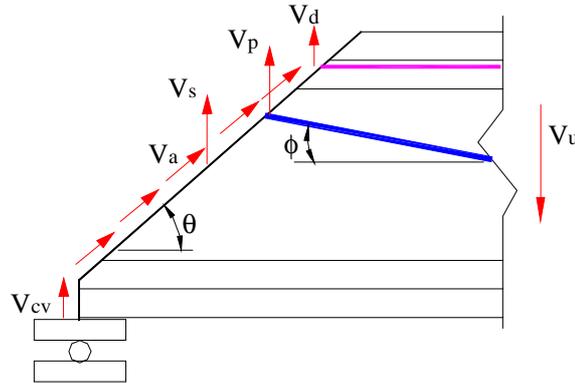


Figura 5.25 –Forças internas que resistem à força cortante última V_u .

Na equação 5.8, apenas os valores de V_u e V_p são conhecidos, a parcela referente às forças oriundas de mecanismos complementares ao modelo em treliça (V_c) pode ser determinada segundo a NBR6118 (2000-Projeto) ou segundo o ACI-318-(1989). A norma brasileira NBR6118 (1978), que encontra-se em vigor, não define de forma direta a parcela V_c , apenas, quantifica a influência da protensão em função da relação,

$$1 - \frac{M_o}{M_{d,max}} \quad (5.9)$$

onde, M_o é o momento de descompressão numa seção e $M_{d,max}$ é momento fletor desta seção que está mais solicitada à flexão.

A versão de projeto de reforma da norma NBR6118 (2000-Projeto), que encontra-se em processo de revisão, admite a seguinte expressão para o cálculo da parcela V_c :

$$V_c = (V_{c1} + V_{c1} * M_o / M_d) \quad (5.10)$$

com

$$V_{c1} = V_{co} \text{ quando } V_d \leq V_{co} \text{ e} \quad (5.11)$$

$$V_{c1} = 0 \text{ quando } V_d = V_{Rd2} \quad (5.12)$$

interpolando-se linearmente para valores intermediários.

Sendo,

$$V_{co} = 0.126 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck})^2} \cdot b_w \cdot d \quad (5.13)$$

e

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \quad (5.14)$$

com

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (5.15)$$

onde

b_w é a menor largura da seção compreendida ao longo da altura útil d .

O código do ACI-318 (1989) permite o cálculo aproximado de V_c para vigas com protensão efetiva maior que 40% da resistência à tração da armadura de flexão. A seguinte expressão é válida:

$$V_c = \left(0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 4.8 \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (5.16)$$

O valor de V_c não pode ser menor que $0.17 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ e nem maior do que $0.42 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$. A relação $V_u d / M_u$ não pode ser menor do que 1,0, onde V_u é a força cortante e M_u é o momento no estado limite último, e d_p é a distância da fibra mais comprimida ao centro da armadura de protensão. O sistema de unidades utilizado na eq.(5.16) é o S.I.

A tabela 5.3 mostra os resultados referentes ao cálculo da parcela de momento M_p que leva em consideração o efeito conjunto dos esforços de flexão e cisalhamento. Os resultados mostram que o cálculo da resistência da viga em aduelas a partir da viga monolítica utilizando o efeito conjunto dos esforços de flexão e cisalhamento é bastante adequado, como também, a utilização das equações fornecida pelo ACI-318 (1989) e pela NBR6118 (2000-Projeto) para o cálculo de V_c .

Tabela 5.3 - Parcela de momento M_p segundo o ACI-318 (1989) e segundo NBR6118 (2000-Projeto).

Parcela resistente	ACI-318 (1989) (1)	NBR6118 (2000-Projeto) (2)	M_u (VGAH2) (3)	(3)/(1)	(3)/(2)
M_p	93,9	95,3	89,3	0,95	0,94

5.3.

Vigas em aduelas com diferentes relações l/d_p

5.3.1.

Abertura das juntas

As figuras 5.26 a 5.28 mostram as curvas que relacionam momento positivo máximo vs. abertura das juntas entre aduelas para as vigas com diferentes relações l/d_p . A figura 5.26 refere-se à comparação da abertura das juntas 2 e 5 e a figura 5.27 à comparação da abertura das juntas 3 e 4. O valor máximo de abertura nas juntas medido na viga VGAH2 ($l/d_p = 18,75$) corresponde a 90% da carga final aplicada, em virtude da retirada dos LVDT's antes do final do ensaio.

Com exceção da viga VGAH3 ($l/d_p = 25$ figura 5.26c), onde a abertura da junta 5 foi maior do que a abertura da junta 2 nos instantes próximos ao colapso, o comportamento da abertura das juntas 2 e 5 nas demais vigas foram praticamente os mesmos. Com relação às juntas 3 e 4 observa-se que, após se ultrapassar o momento de descompressão, o comportamento da abertura das juntas passa a ser diferente nas vigas com relações l/d_p iguais a 12,5 (VGAH1) e a 25 (VGAH3), sendo maior na junta 3 do que na junta 4. O fato de terem surgido nesta região duas fissuras de cisalhamento que partiram das juntas em direção ao apoio central, e de que a maior delas partiu da junta 3, provavelmente contribuiu para um maior valor de abertura desta junta.

As maiores aberturas foram observadas nas juntas 2 e 5 (em torno de 6 mm, nas figuras 5.26a e 5.26c). Nestas regiões o esforço cortante é menor, assim como, as fissuras de cisalhamento. A causa do crescimento da abertura das juntas foi o descolamento entre as aduelas ao longo da altura da viga. Após, o aparecimento das fissuras de cisalhamento o acréscimo na abertura das juntas foi decorrente do aumento dessas fissuras. Como as fissuras de cisalhamento foram pequenas, o aumento na abertura das juntas se deve quase que exclusivamente devido aos descolamentos entre as aduelas. Neste caso, a concentração de rotação ocorreu na seção das juntas.

Nas juntas 3 e 4 em que o esforço cortante é máximo e, ao contrário do que aconteceu nas juntas 2 e 5, surgiram duas fissuras inclinadas de cisalhamento imediatamente após a abertura das juntas, as quais se propagaram em direção ao bordo inferior do apoio central. Desta forma, a abertura nas juntas se deu quase

que exclusivamente devido ao crescimento das fissuras de cisalhamento. A concentração de rotação se deu nas proximidades do apoio central.

A figura 5.28 mostra a abertura das juntas nas vigas com diferentes relações l/d_p . Tomando-se um mesmo momento como referência, observa-se que após a descompressão, a abertura nas juntas é maior para as vigas com maior relação l/d_p . A abertura final das juntas é praticamente a mesma nas vigas com relação l/d_p iguais a 12,5 e 25.

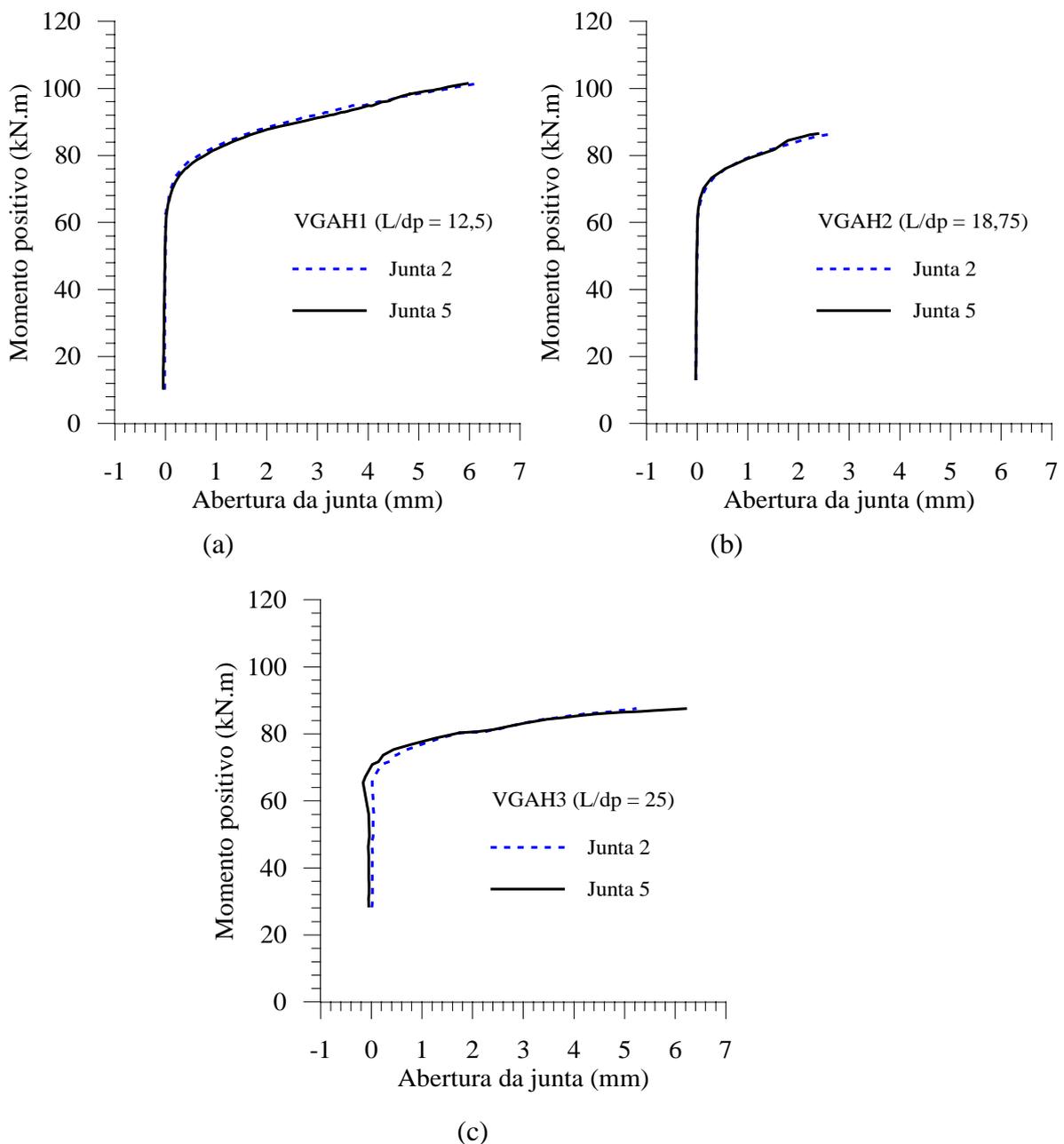


Figura 5.26 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. abertura das juntas 2 e 5, para as vigas com relação (l/d_p iguais a 12,5, 18,75 e 25).

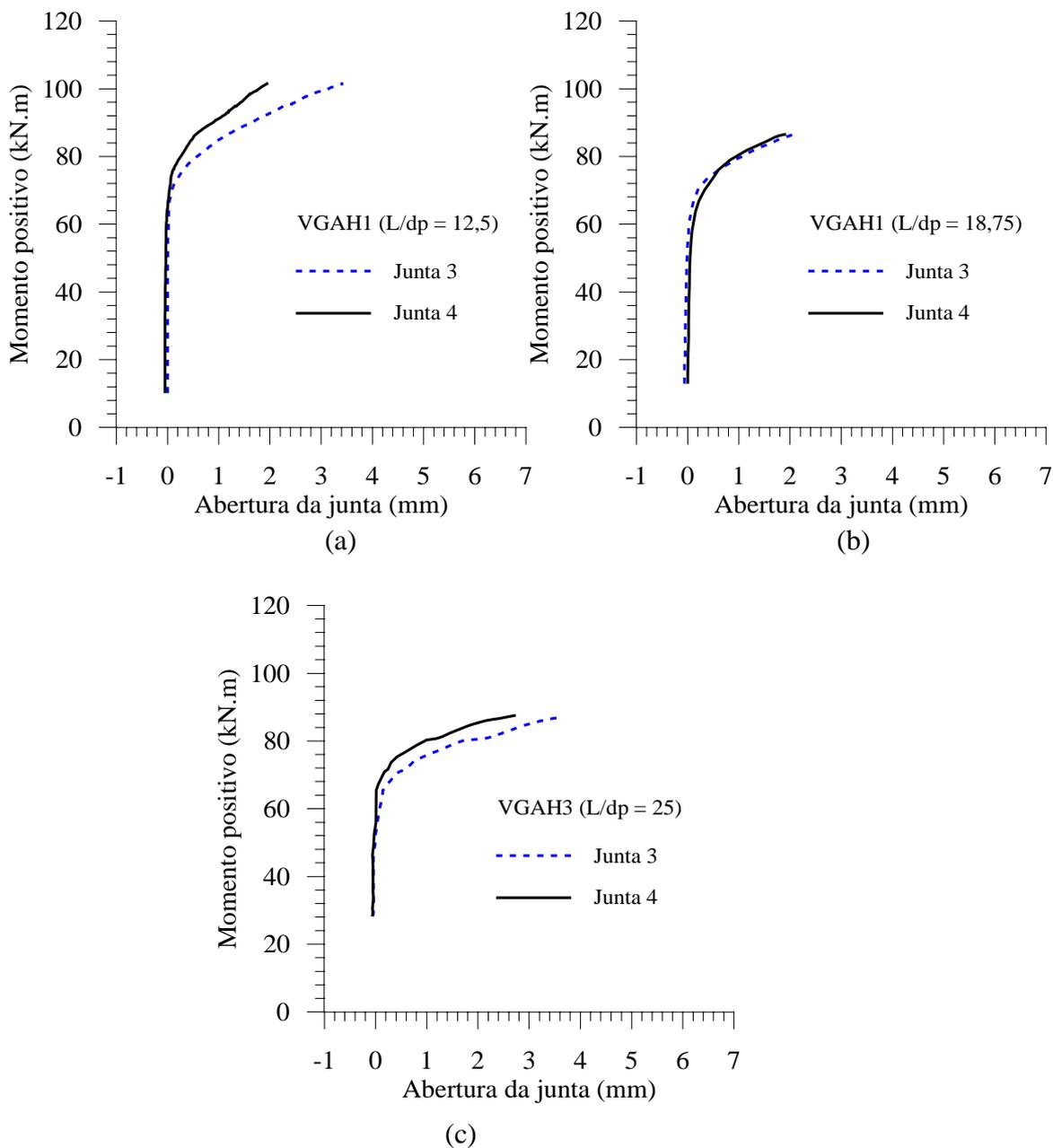


Figura 5.27 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. abertura nas juntas 3 e 4, para as vigas com relação (l/d_p) iguais a 12,5, 18,75 e 25).

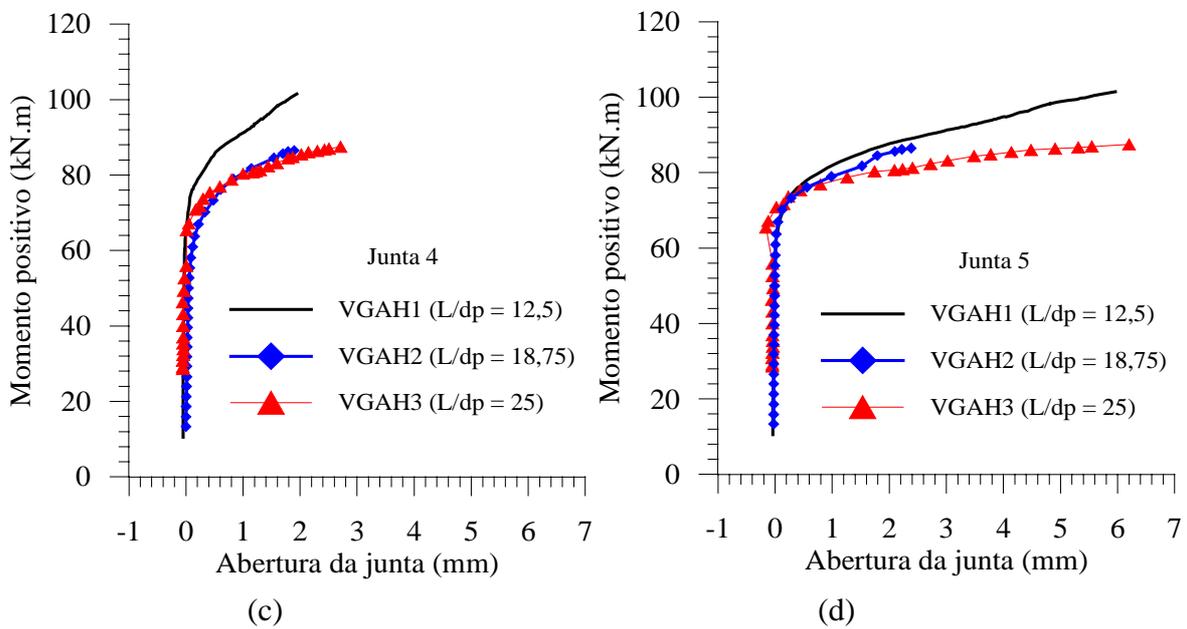
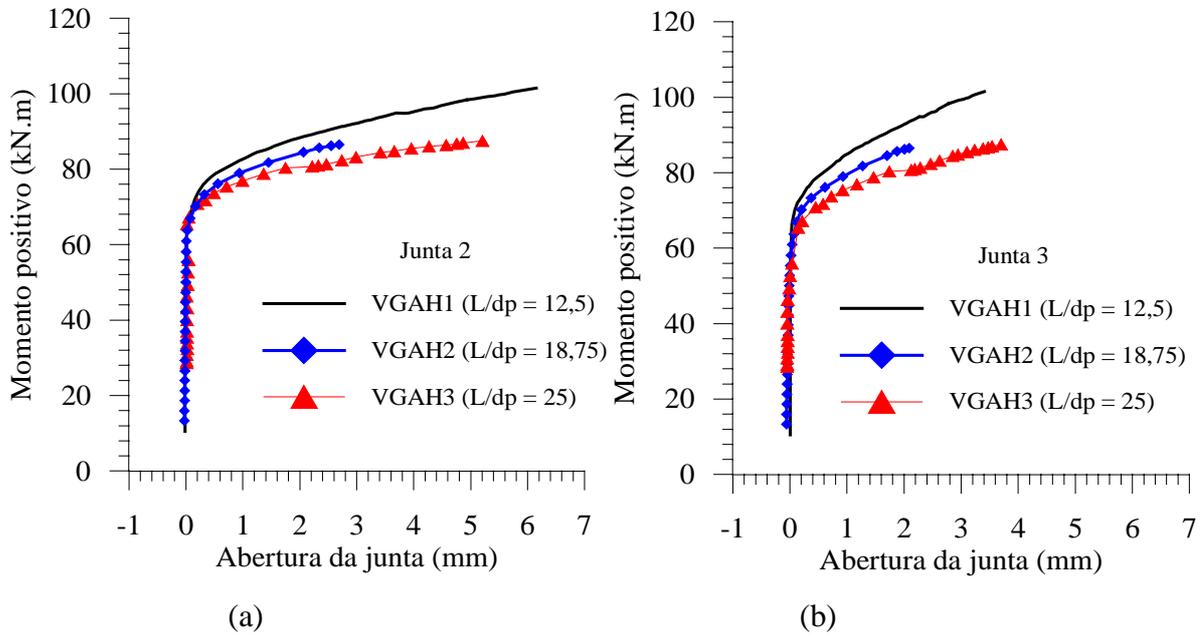


Figura 5.28 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. abertura nas juntas (2, 3, 4 e 5) das vigas com diferentes relações (l/d_p) iguais a 12,5, 18,75 e 25.

5.3.2 Deslocamento ao longo das vigas.

As figuras 5.29 e 5.30 mostram a evolução dos deslocamentos ao longo do comprimento das vigas em aduelas com relações l/d_p iguais a 12,5 (VGAH1) e 24 (VGAH3), respectivamente. A curva referente à viga em aduelas com relação $l/d_p = 18,75$ foi apresentada anteriormente na figura 5.2. A presença de deslocamentos negativos, observados no primeiro vão da viga com relação l/d_p igual a 25, deve-se a prováveis acomodações da estrutura nesta região, ocorrida no processo de protensão dos cabos. De um modo geral, estas curvas possuem o mesmo comportamento das curvas das demais vigas mostradas anteriormente. Antes da abertura das juntas os deslocamentos são pequenos. Após a abertura das juntas e no início do surgimento das fissuras de cisalhamento nas aduelas, os deslocamentos tendem a ser maiores nas seções de momento máximo dos vãos. As vigas com menor relação l/d_p possuem, para um mesmo nível de carregamento, deslocamentos menores por serem mais rígidas, como também por apresentarem uma capacidade portante maior.

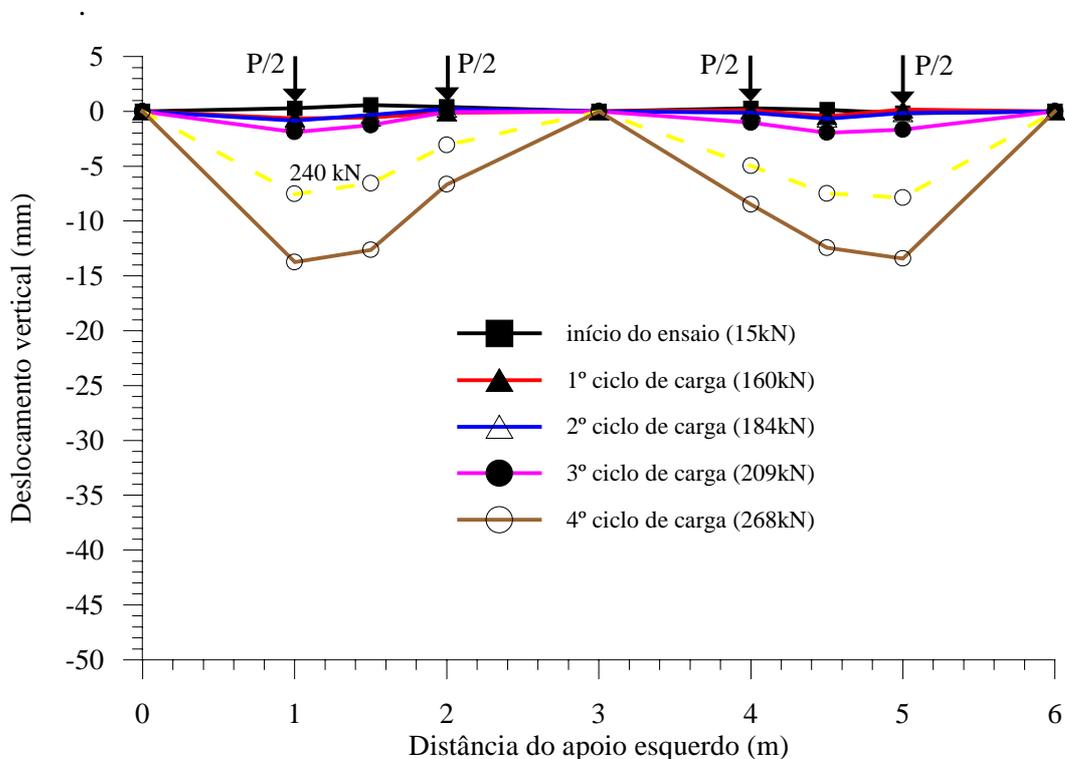


Figura 5.29 - Evolução dos deslocamentos ao longo da viga VGAH1 ($l/d_p = 12,5$) com a carga aplicada.

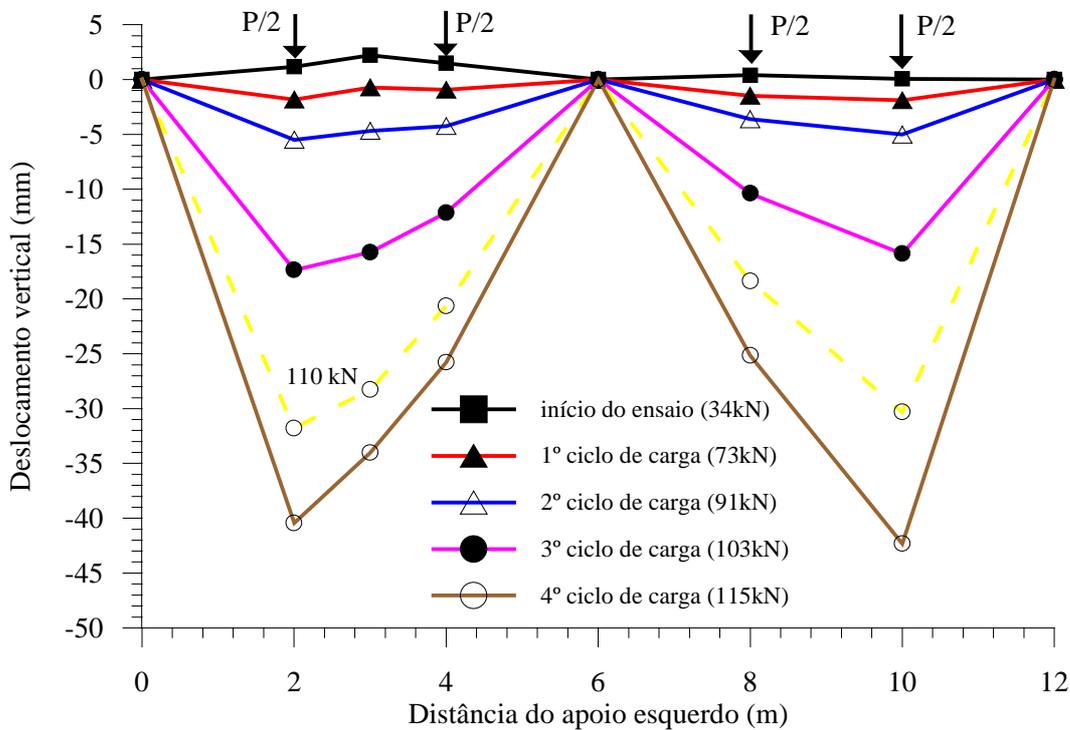


Figura 5.30 – Evolução dos deslocamentos ao longo da viga VGAH3 com a carga aplicada.

5.3.3. Momento vs. deslocamento

A figura 5.31 mostra a comparação entre as curvas momento máximo positivo vs. deslocamento das seções críticas (regiões 1 e 3), onde ocorrem os maiores deslocamentos, para as vigas VGAH1 ($l/d_p = 12,5$) e VGAH3 ($l/d_p = 25$). A curva referente à viga VGAH2 (relação $l/d_p = 18,75$ foi apresentada anteriormente na figura 5.3a. A figura 5.31a refere-se à viga com relação l/d_p igual a 12,5, onde é observada uma boa concordância entre as curvas. . Nota-se que, antes de se atingir o momento de descompressão, a rigidez inicial da viga é bastante elevada pois, com a variação do momento, o acréscimo de deslocamento da viga é bastante pequeno. Após se superar o momento de descompressão, observa-se uma diminuição na rigidez. Porém, os deslocamentos variam pouco com o acréscimo de momento, tornando a rigidez ainda elevada. Este tipo de comportamento era de se esperar em virtude da baixa relação l/d_p .

A figura 5.31b refere-se à viga com relação l/d_p igual a 18,75. Observa-se uma boa concordância entre as curvas. Antes de se atingir o momento de descompressão, a viga sofre pequenos deslocamentos para grandes variações de momento. Após se superar o momento de descompressão, a viga sofre grandes deslocamentos para pequenos acréscimos de momento.

A figura 5.32 mostra a comparação entre as curvas momento máximo positivo vs. deslocamento entre as vigas com diferentes relações l/d_p nas regiões 1 e 3. Apesar das condições iniciais em termos de momento e deslocamento entre as vigas serem diferentes, pode-se observar que a rigidez das mesmas, antes e após o momento de descompressão (tomando o valor médio de 65 kN.m em ambas as vigas), diminui com o aumento da relação l/d_p . Os deslocamentos máximos alcançados pelas vigas são 13,7 mm (relação $l/d_p = 12,5$), 33 mm (relação $l/d_p = 18,75$) e 50 mm (relação $l/d_p = 25$) que correspondem aproximadamente a 1/220, 1/136 e 1/120 do comprimento do vão, respectivamente.

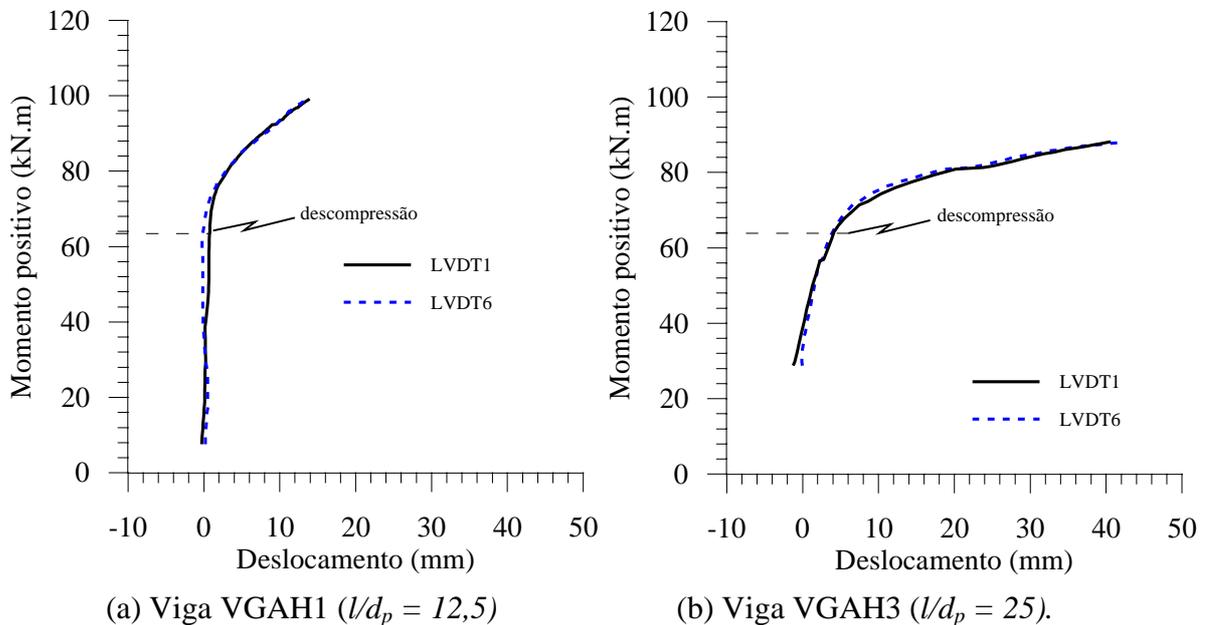


Figura 5.31 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. deslocamento nas regiões 1 e 3.

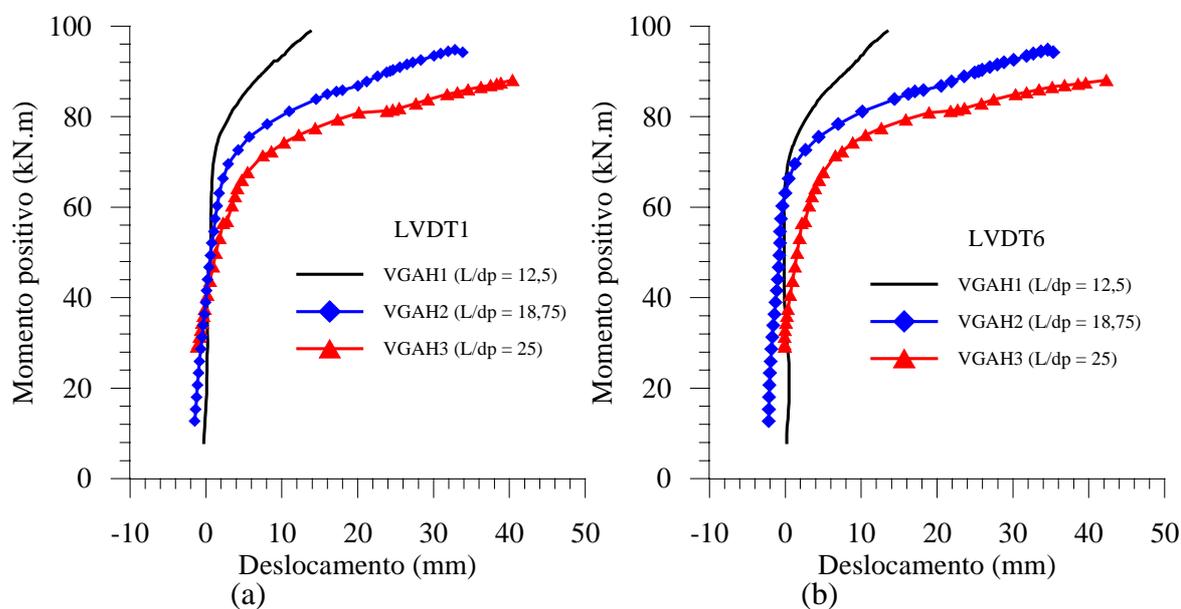


Figura 5.32 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. deslocamento das vigas VGAH1 ($l/d_p = 12,5$), VGAH2 ($l/d_p = 18,75$) e VGAH3 ($l/d_p = 25$).

5.3.4. Deformação no concreto ao longo da viga

As figuras 5.33 e 5.34 mostram a evolução das deformações nas regiões críticas (regiões 1, 2 e 3) das vigas em aduelas VGAH1 ($l/d_p = 12,5$) e VGAH3 ($l/d_p = 25$), respectivamente. As curvas correspondentes à viga com relação l/d_p igual a 18,75 (VGAH2) foi apresentada na figura 5.7. Observa-se na figura 5.33 que, antes da abertura das juntas, as deformações nas regiões 1 e 3 (1ª e 2ª curvas) variam suavemente. Na região 2, observa-se a presença da concentração de deformação na seção do apoio central, em decorrência de possível tração no bordo inferior no início do ensaio provocada pela aplicação da força de protensão. O mesmo acontece quando da aplicação do primeiro ciclo de carga (2ª curva). Neste caso observa-se primeiramente uma fissura no bordo superior da seção do apoio central, antes da abertura das juntas 3 e 4 (região 2). Com a abertura das juntas e o

aparecimento das fissuras de cisalhamento, a fissura do apoio central deixou de crescer. Com isto, a concentração de deformação passou a se dar na seção intermediária entre o apoio central e a junta 3. A deformação na seção do apoio passou a sofrer pequenas variações com o incremento do carregamento. Assim como ocorrido na viga com relação $l/d_p = 18,75$, não se observa concentração de formação nas juntas 3 e 4 da aduela do apoio central.

O comportamento da viga com relação $l/d_p = 25$ é semelhante ao da viga anterior, na qual as deformações são suaves antes da abertura das juntas e é observada uma grande concentração de deformação nas juntas 2 e 5 após a abertura das mesmas. Nas demais juntas não são notadas grandes concentrações de deformações.

De um modo geral, as maiores concentrações de deformações aconteceram nas regiões 1 e 3, em particular nas proximidades das juntas 2 e 5. Nas proximidades destas juntas as fissuras de cisalhamento eram bem pequenas em decorrência do baixo esforço cortante, o que permitiu o descolamento entre as aduelas ao longo da altura da viga e com isto a concentração de deformação nas mesmas. Nas juntas 1 e 6 o esforço cortante foi maior, o que possibilitou o aparecimento de fissuras de cisalhamento e as deformações nesta região não se concentraram nas juntas. Nas juntas 3 e 4, onde o esforço cortante foi máximo, a presença das fissuras de cisalhamento com inclinação de aproximadamente 45° em direção ao apoio central, fizeram com que as deformações fossem maiores nas seções fora das juntas. A exceção se deu para a viga com maior relação l/d_p (igual a 25), onde as deformações nas proximidades juntas 3 e 4 foram maiores em virtude do esforço cortante ser menor quando comparado com o das outras vigas.

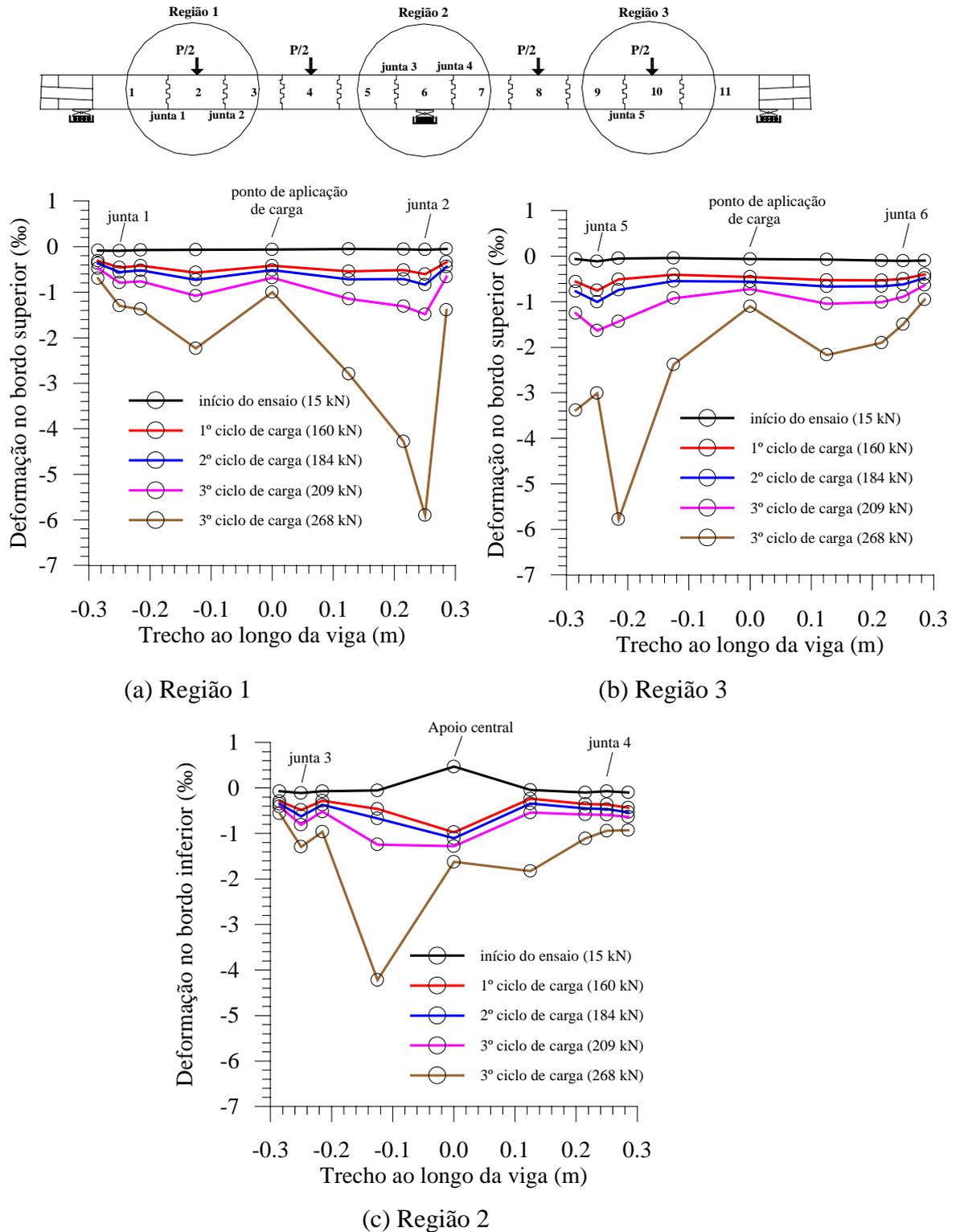


Figura 5.33 – Evolução das deformações ao longo da viga VGAI1, para vários níveis de carregamento.

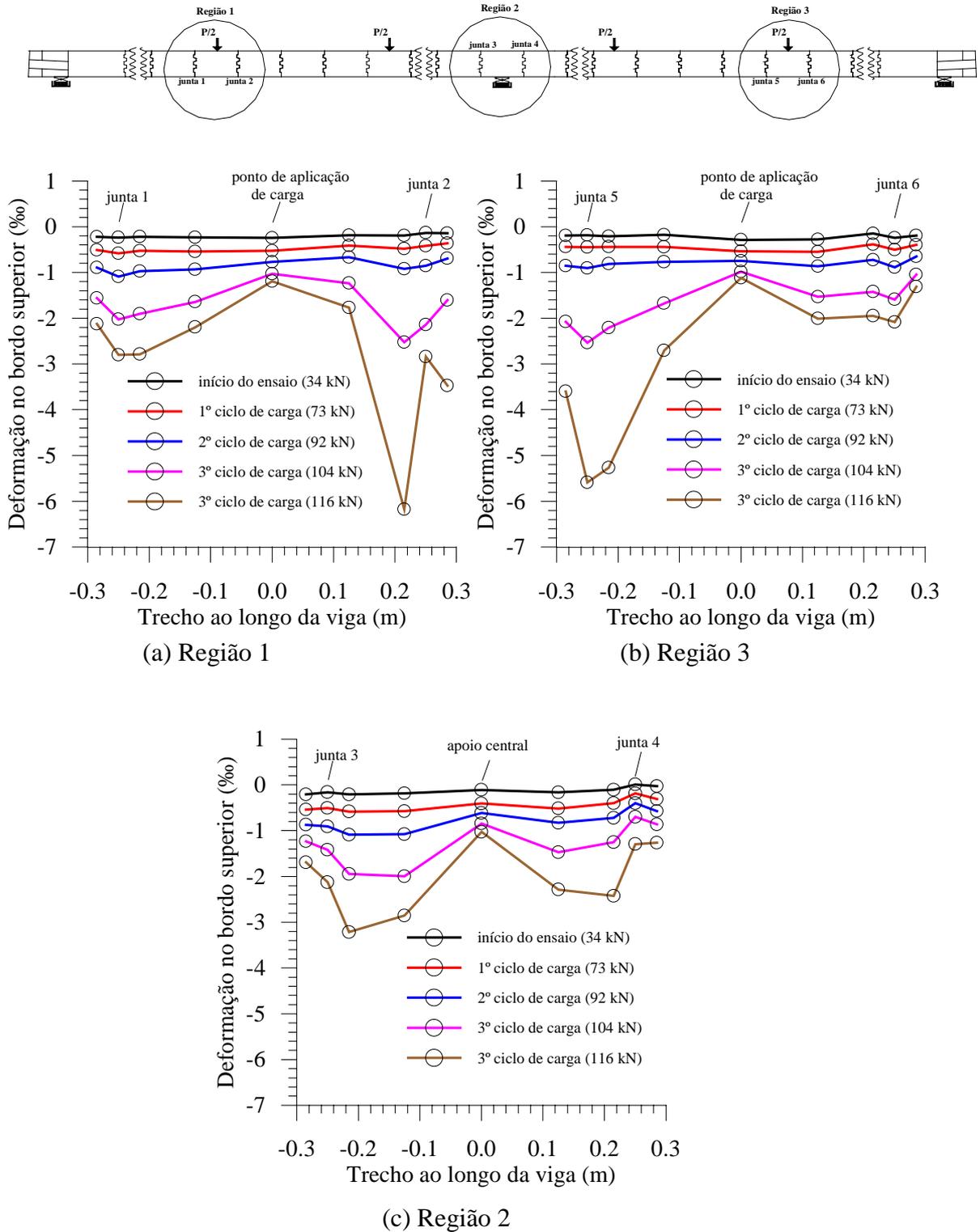


Figura 5.34 – Evolução das deformações ao longo da viga VG AH3, para vários níveis de carregamento.

5.3.5. Variação da força nos cabos

A figura 5.35 mostra as curvas que representam a variação da força nos cabos de protensão com o momento positivo máximo que ocorre nas seções sob as cargas aplicadas nas regiões 1 e 3, para as vigas VGAH1 ($l/d_p = 12,5$) e VGAH3 ($l/d_p = 25$). Observa-se que o comportamento da variação da força nos cabos nas regiões 1 e 3 é praticamente o mesmo, com exceção da viga com relação l/d_p igual a 12,5, onde no estágio final são observadas pequenas diferenças. O resultado referente à viga VGAH2 ($l/d_p = 18,75$) foi apresentado na figura 5.8a e o comportamento nas regiões 1 e 3 foi praticamente o mesmo.

A figura 5.36 mostra a comparação entre as vigas em aduelas com diferentes relações l/d_p em relação à variação da força nos cabos de protensão com o momento positivo (seção de momento máximo nas regiões 1 e 3). Na figura 5.36a, referente à região 1, observa-se que, para um mesmo momento aplicado praticamente não existem diferenças significativas na variação das forças nos cabos para as vigas com diferentes relações l/d_p . Entretanto, pode-se notar que o valor final na variação da força nos cabos decresce com o aumento da relação l/d_p . A figura 5.37 mostra de forma mais clara a influência da relação l/d_p sobre a variação da força nos cabos de protensão.

A figura 5.36b, referente à região 3, mostra que o comportamento das vigas VGAH2 ($l/d_p = 18,75$) e VGAH3 ($l/d_p = 25$) é semelhante ao observado na região 1. Com relação à viga VGAH1 ($l/d_p = 12,5$) observa-se que para um mesmo momento aplicado a variação da força nos cabos é menor que nas demais vigas. Entretanto, pode-se notar que o valor final na variação da força nos cabos da viga VGAH1 é menor que o da viga VGAH2 (figura 5.37), diferindo do comportamento da região 1.

De um modo geral, os resultados encontrados na literatura mostram que a variação da força nos cabos de protensão decresce com o aumento da relação l/d_p . Este resultado foi obtido também por Branco (1993), para o caso de vigas isostáticas (monolíticas) protendidas com cabos sintéticos externos. Era de se esperar que o comportamento para as vigas hiperestáticas em aduelas com diferentes relações l/d_p fosse semelhante, como de fato ocorreu na região 1. O comportamento observado na região 3 da viga com relação l/d_p igual a 12,5 foi

provavelmente decorrência das grandes inclinações dos cabos nos desviadores, o que acarretou o impedimento dos deslizamentos dos mesmos no estado final de carregamento .

Por fim, como nas demais vigas, a armadura de protensão não alcançou a tensão nominal de ruptura (f_{pu}). O coeficiente de atrito médio entre os cabos e os desviadores metálicos para cada viga é apresentado na tabela 5.1.

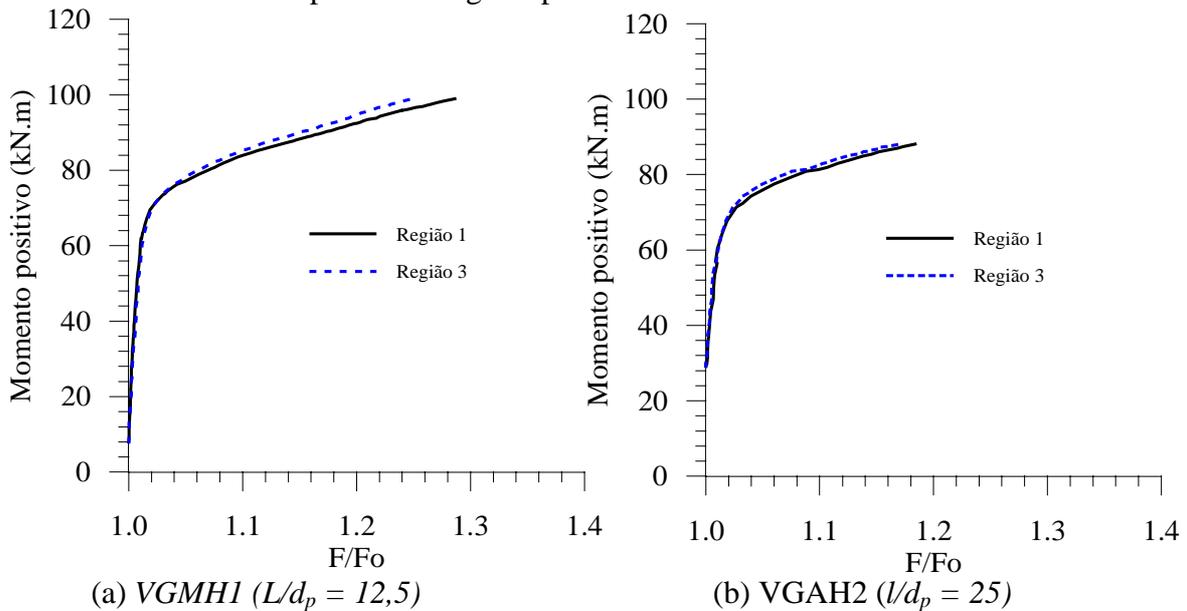


Figura 5.35 - Comparação entre as curvas momento positivo vs. variação da força dos cabos nas ancoragens ativa e passiva.

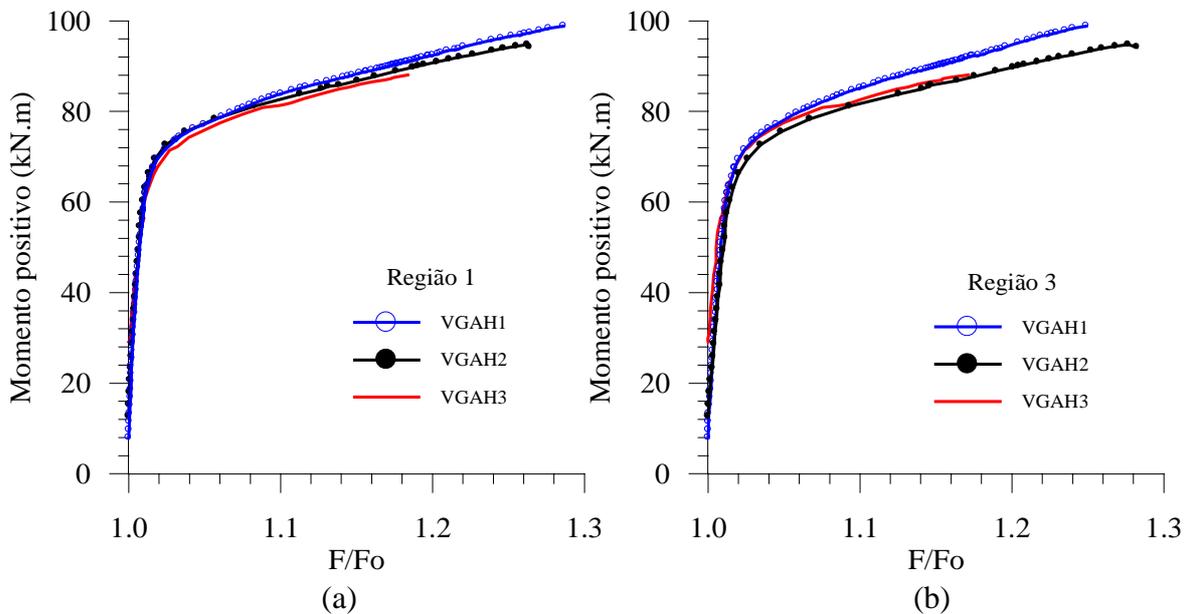


Figura 5.36 - Curva variação do momento positivo vs. variação da força dos cabos de protensão das vigas VGAH1, VGAH2 e VGAH3 .

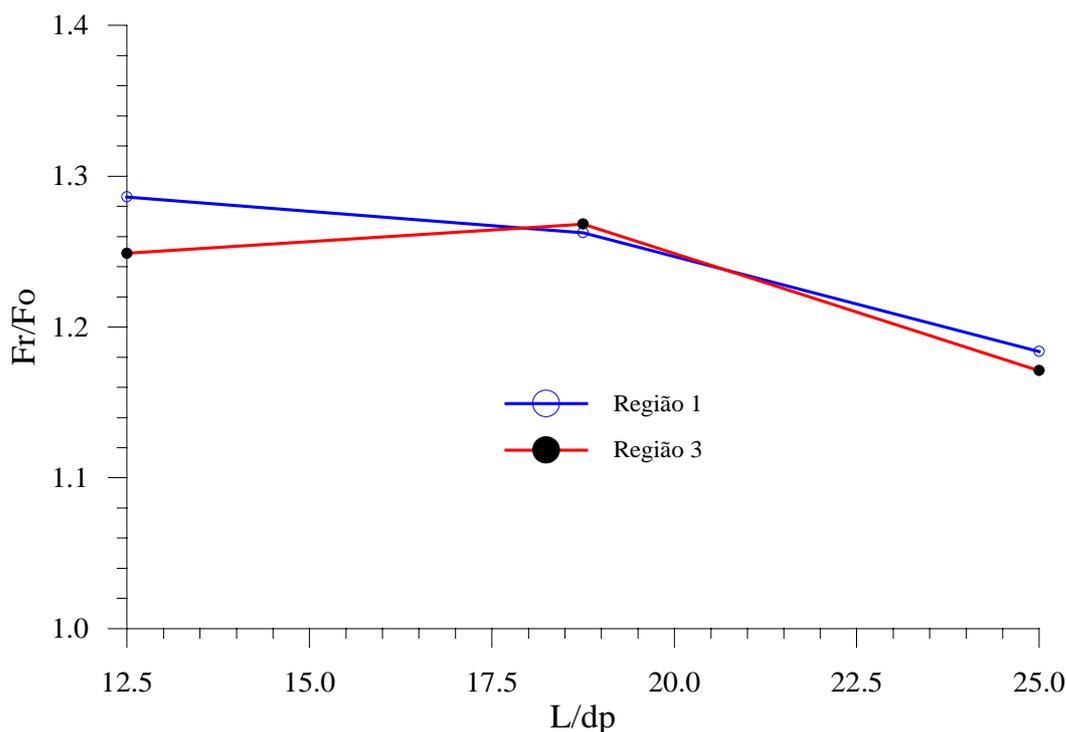


Figura 5.37 - Relação entre F_r/F_o e l/d_p , na ancoragem ativa e na ancoragem morta.

5.3.4. Redistribuição de momentos nas vigas em aduelas com diferentes relações l/d_p

Nas figuras 5.38 e 5.39 são mostrados os diagramas de momentos fletores para a última etapa de carregamento das vigas em aduelas com relações l/d_p iguais a 12,5 (VGAH1) e a 25 (VGAH3), respectivamente. A figura referente à viga em aduela com relação l/d_p igual a 18,75 (VGAH2) foi apresentada anteriormente (figura 5.15). A linha tracejada mostra o diagrama segundo a teoria elástica-linear incluindo o momento secundário (provocado pela não concordância dos cabos). Já a linha contínua indica o diagrama obtido com os dados experimentais. Observa-se uma decalagem entre os diagramas que indica a ocorrência da redistribuição de momentos. Esta mesma decalagem foi observada no item (5.2.5), onde foi apresentada a comparação entre a viga monolítica e a viga em aduela (l/d_p igual a 18,75).

As figuras 5.40 a 5.43 mostram as curvas carga aplicada vs. momento no apoio central e momento positivo máximo no vão das vigas em aduelas com relações l/d_p iguais a 12,5 (VGAH1) e a 25 (VGAH3). As figuras referentes à viga

em aduelas com relação l/d_p igual a 18,75 (VGAH2) foram apresentadas anteriormente (figura 5.18 e figura 5.19). De um modo geral, estas curvas possuem o mesmo comportamento da viga em aduelas apresentada no item (5.2.5). Entretanto, é observado na viga com relação l/d_p igual a 12,5 (VGAH1) que nas etapas iniciais de carregamento o momento negativo experimental é ligeiramente inferior ao momento negativo obtido da análise elástico-linear. Essa diferença continua a crescer nas etapas seguintes e passa a ser maior nas etapas finais, onde é observada uma forte redistribuição de momentos. Era de se esperar que nas etapas iniciais de carregamento a viga estivesse trabalhando no regime linear, e conseqüentemente, o momento negativo experimental fosse igual ao momento negativo obtido na análise elástico-linear. Informações obtidas no item 5.3.2.1 indicaram que antes da abertura das juntas 3 e 4 (região 2) foi observada uma fissura no bordo superior da seção do apoio central, logo nas primeiras etapas de carregamento. Portanto, a diferença observada entre o momento negativo experimental e o momento negativo obtido da análise elástico-linear é decorrente da perda de rigidez devido à fissuração ocorrida no apoio central o que causou uma ligeira redistribuição de momentos.

A tabela 5.4 mostra o grau de redistribuição de momentos nas seções do apoio central e nas seções de momento máximo positivo no vão. O grau de redistribuição negativo apresentado na tabela 5.4 significa que o momento no apoio é diminuído e que no vão o momento é aumentado. Como pode ser observado o grau de redistribuição de momentos sofre pequenas variações com o decréscimo da relação l/d_p das vigas em aduelas.

A figura 5.44 mostra a comparação entre os momentos positivos máximos no vão obtidos com os dados experimentais e da análise linear, para diferentes relações l/d_p . Já a figura 5.45 mostra a comparação entre os momentos negativos no apoio central obtidos com os dados experimentais e da análise linear, para diferentes relações l/d_p . Na figura 5.44 é observado que tanto o momento experimental quanto o momento obtido da análise linear decrescem de forma aproximadamente linear com o aumento da relação l/d_p . A diferença entre estes momentos se mantém praticamente constante, sendo o momento experimental maior. O mesmo comportamento é observado na figura 5.45 para o caso do

momento negativo. Entretanto a diferença entre os momentos, para uma mesma relação l/d_p , é um pouco maior, sendo o momento experimental neste caso menor.

Nas figuras 5.46 e 5.47 são mostradas as comparações entre os momentos positivo e negativo obtidos da análise linear e dos dados experimentais, respectivamente. Observa-se na figura 5.46 que o momento negativo no apoio central é bem maior que o momento positivo máximo no vão quando obtidos da análise linear. Entretanto, o que ocorre é o inverso, ou seja, o momento positivo máximo no vão é maior que o momento negativo no apoio central, como mostrado na figura 5.47. Este comportamento só é possível devido à redistribuição de momentos que ocorre do apoio central para o vão.

Tabela 5.4 - Grau de redistribuição de momentos nas vigas em aduelas.

Viga	Seção de momento máximo do vão			Seção do apoio central		
	M_{rup} (kN.m)	$M_{el} + M_{sec}$ (kN.m)	η (%)	M_{rup} (kN.m)	$M_{el} + M_{sec}$ (kN.m)	η (%)
VGAH1	101,5	94,5	7,4	-97,0	-117,8	-17,7
VGAH2	95,4	88,8	7,4	-89,3	-109,0	-18,1
VGAH3	87,5	81,8	7,0	-81,3	-97,7	16,8

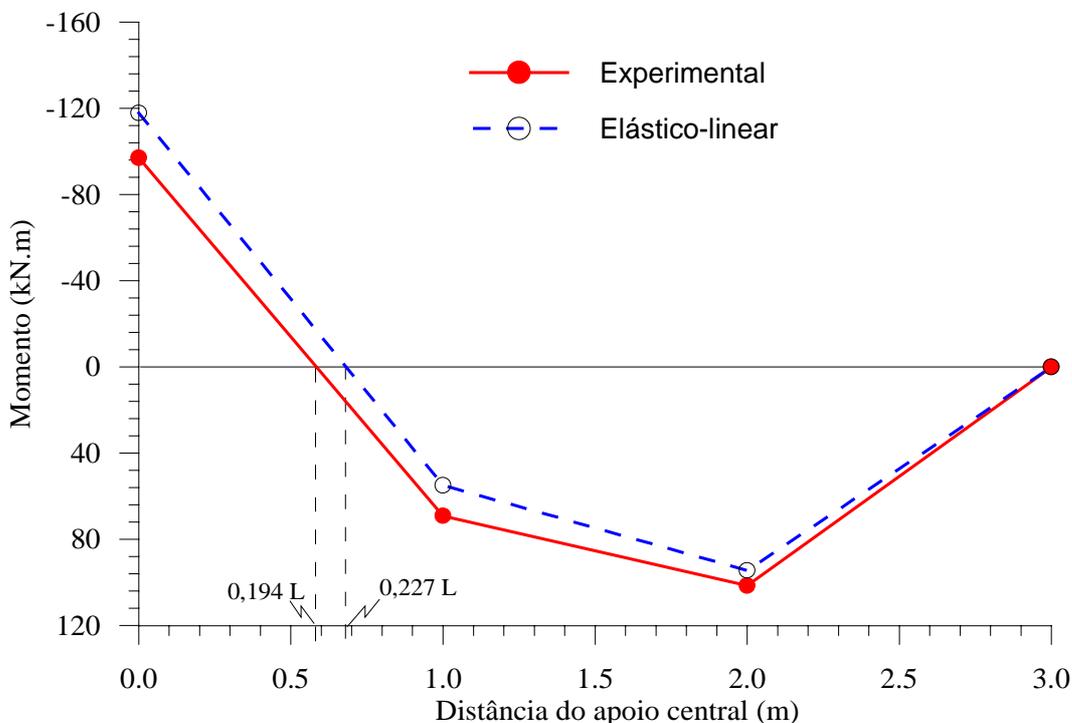


Figura 5.38 - Diagramas finais de momentos fletores para a viga em aduela com relação $l/d_p = 12,5$ (VGAH1).

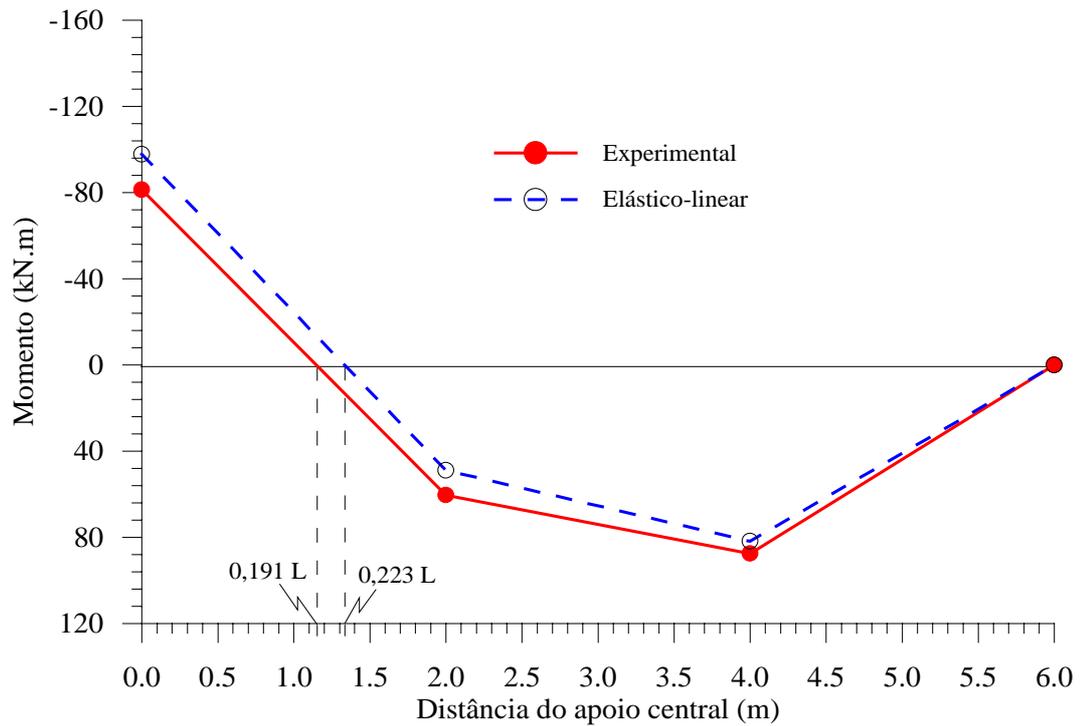


Figura 5.39 - Diagramas finais de momentos fletores para a viga em aduela com relação $l/d_p = 25$ (VGAH3).

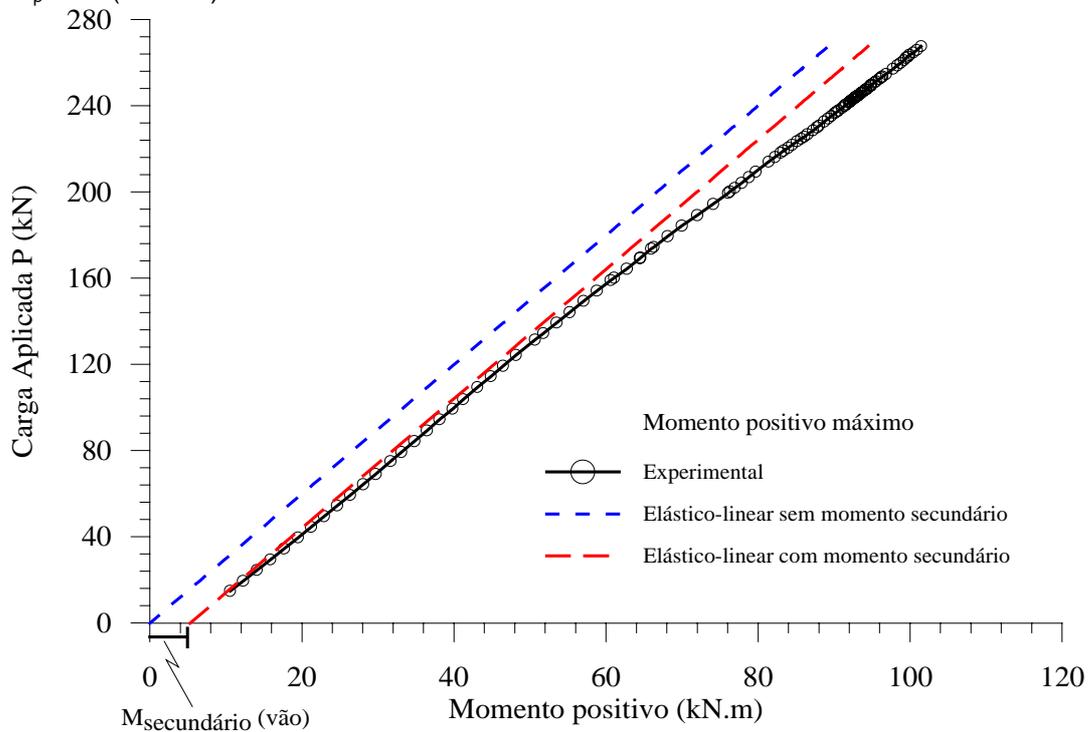


Figura 5.40 - Curva carga aplicada vs. momento positivo máximo no vão da viga em aduela com relação l/d_p igual a 12,5 (VGAH1).

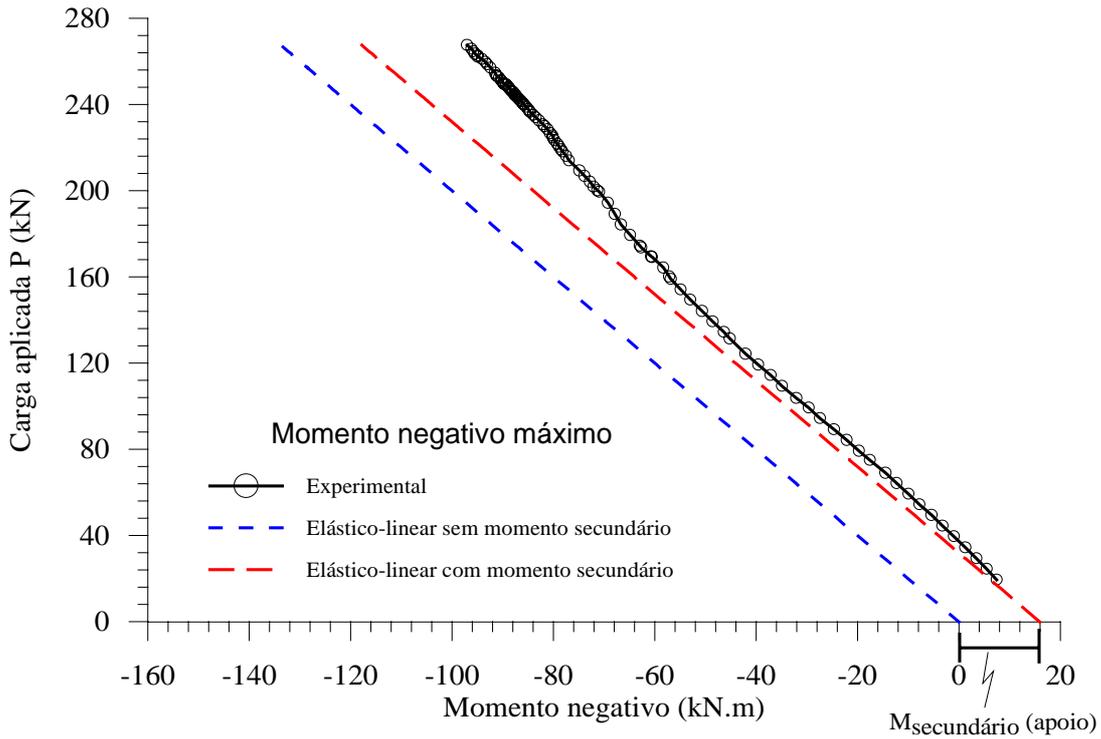


Figura 5.41 - Curva carga aplicada vs. momento no apoio central da viga em aduela com relação l/d_p igual a 12,5 (VGAH1).

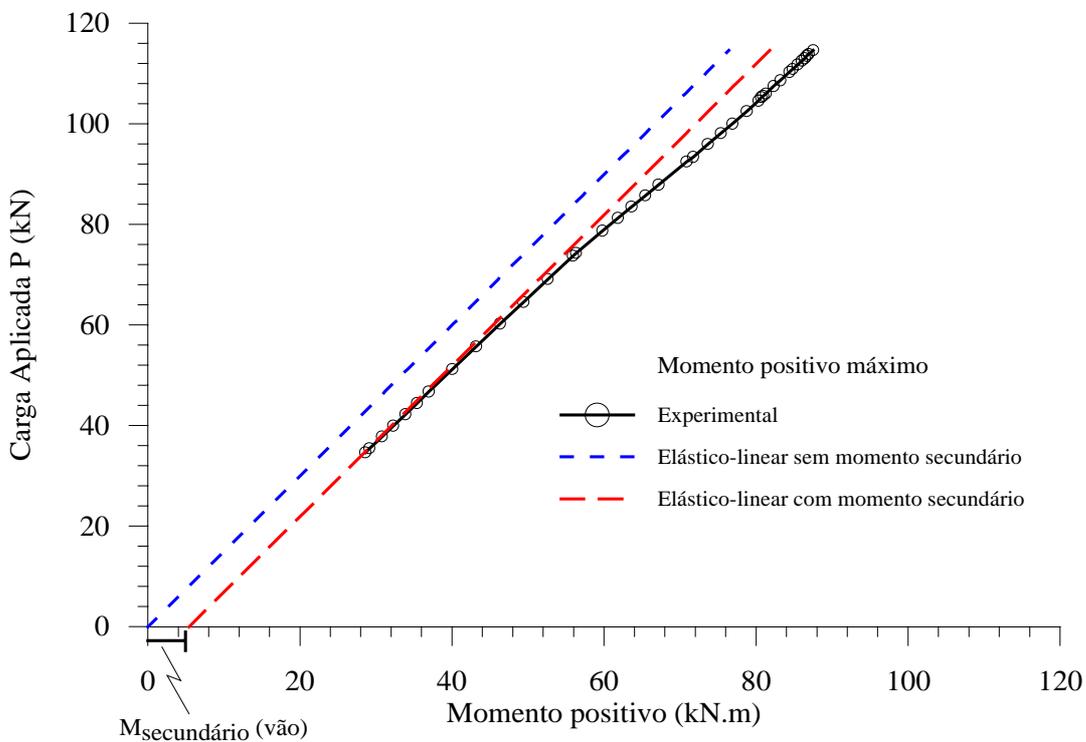


Figura 5.42 - Curva carga aplicada vs. momento positivo máximo no vão da viga em aduela com relação l/d_p igual a 25 (VGAH3).

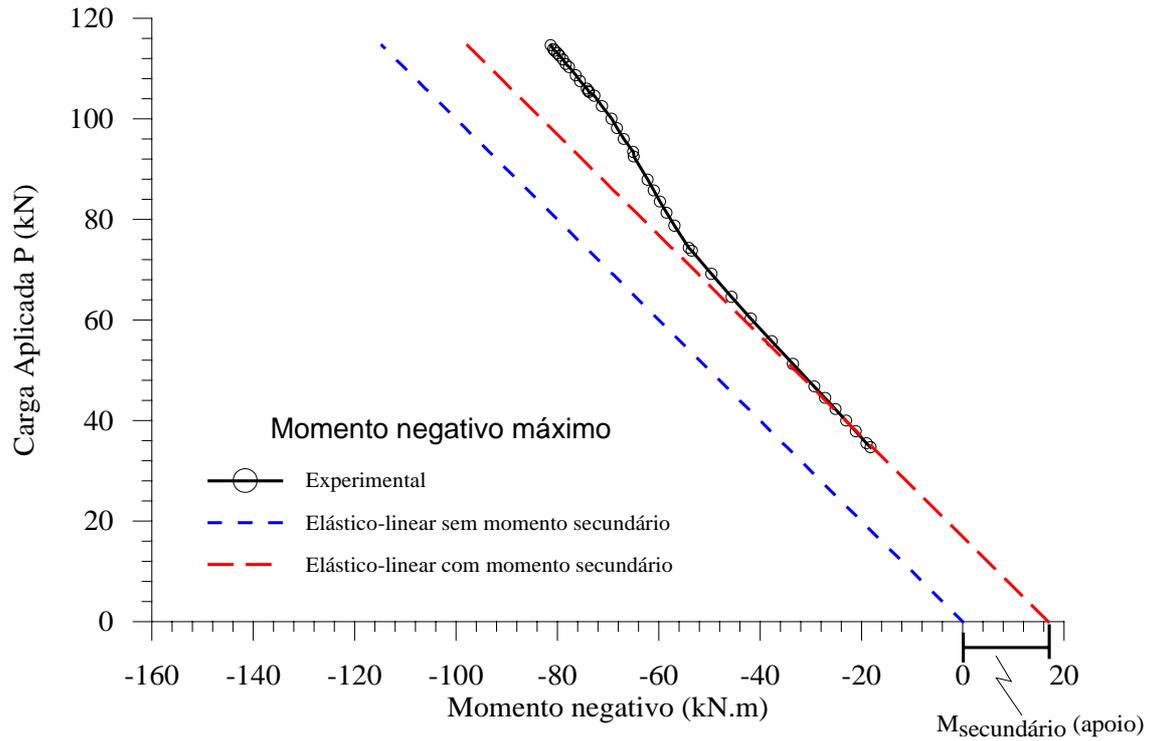


Figura 5.43 - Curva carga aplicada vs. momento no apoio central da viga em aduela com relação l/d_p igual a 25 (VGAH3).

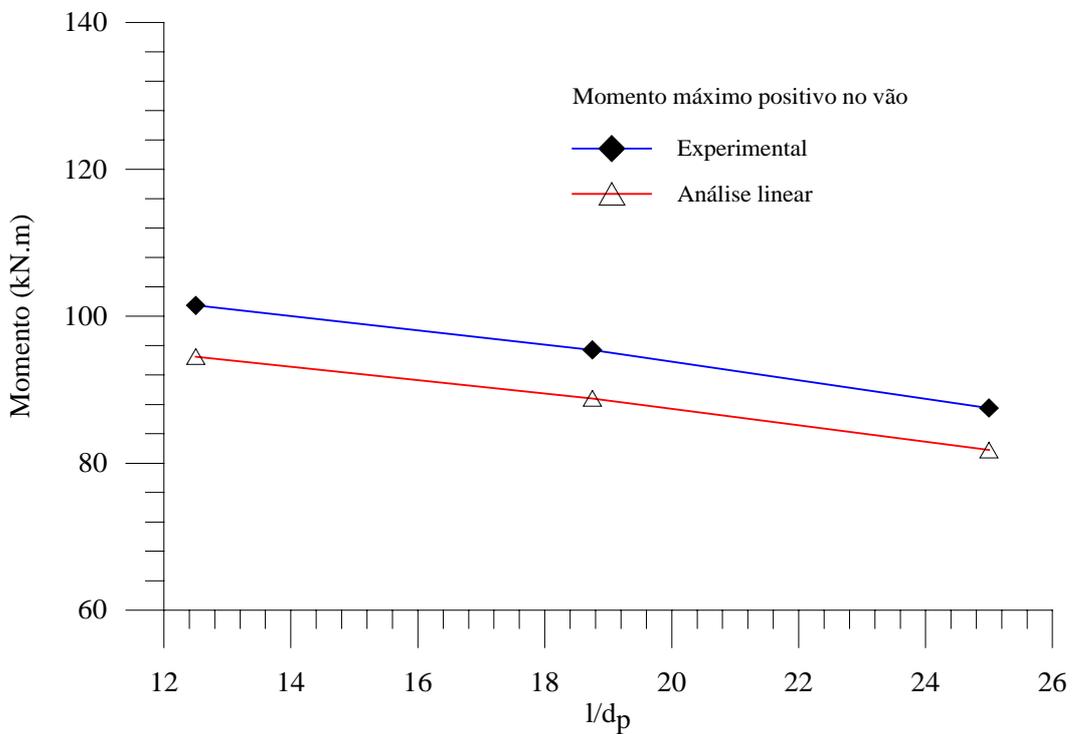


Figura 5.44 – Comparação entre momento positivo experimental e momento positivo obtido da análise linear para diferentes relações l/d_p .

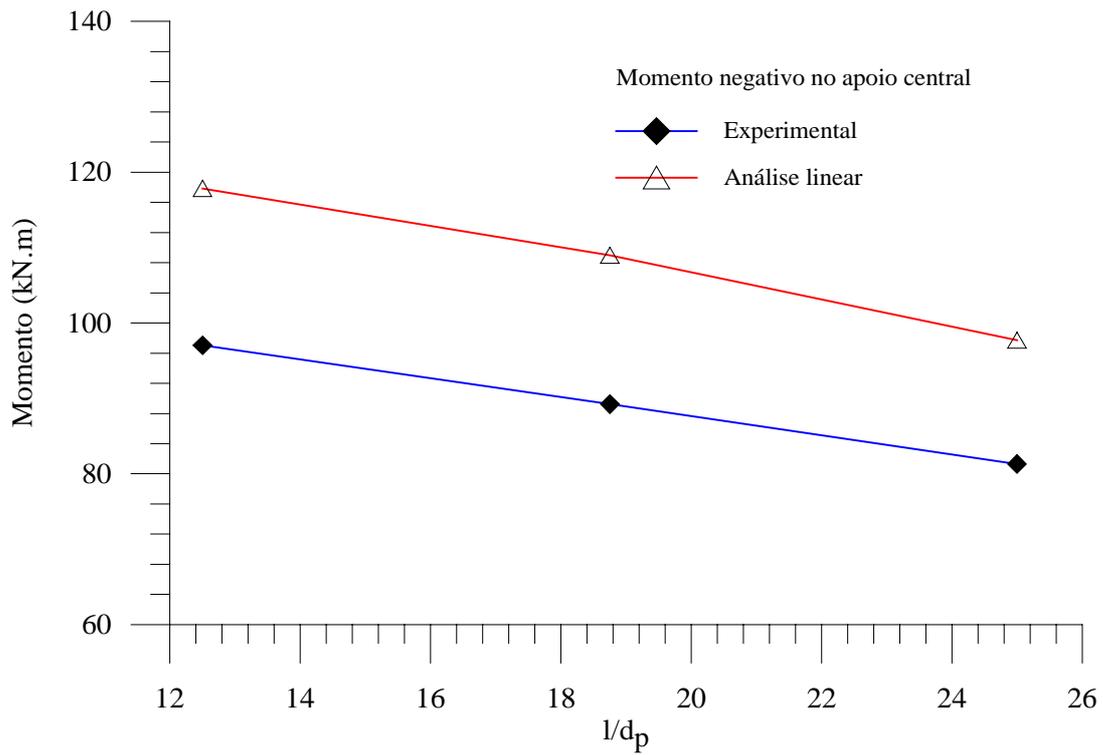


Figura 5.45 – Comparação entre momento negativo experimental e momento negativo obtido da análise linear para diferentes relações l/d_p .

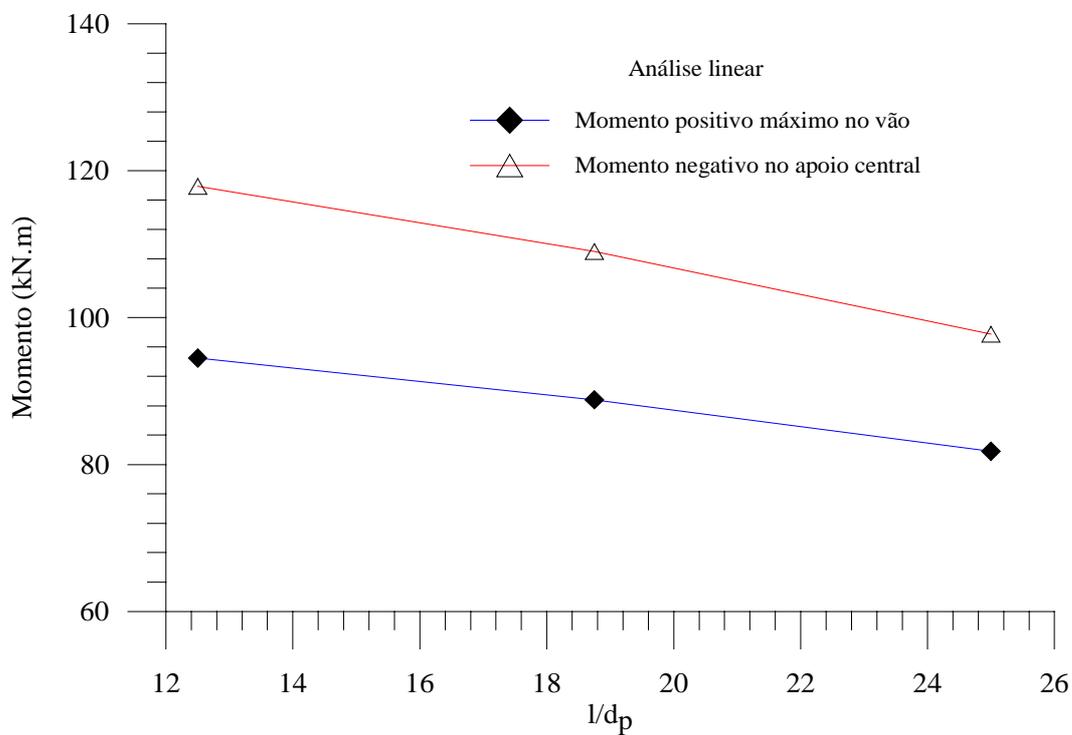


Figura 5.46 – Comparação entre os momentos positivo e negativo obtidos da análise linear para diferentes relações l/d_p .

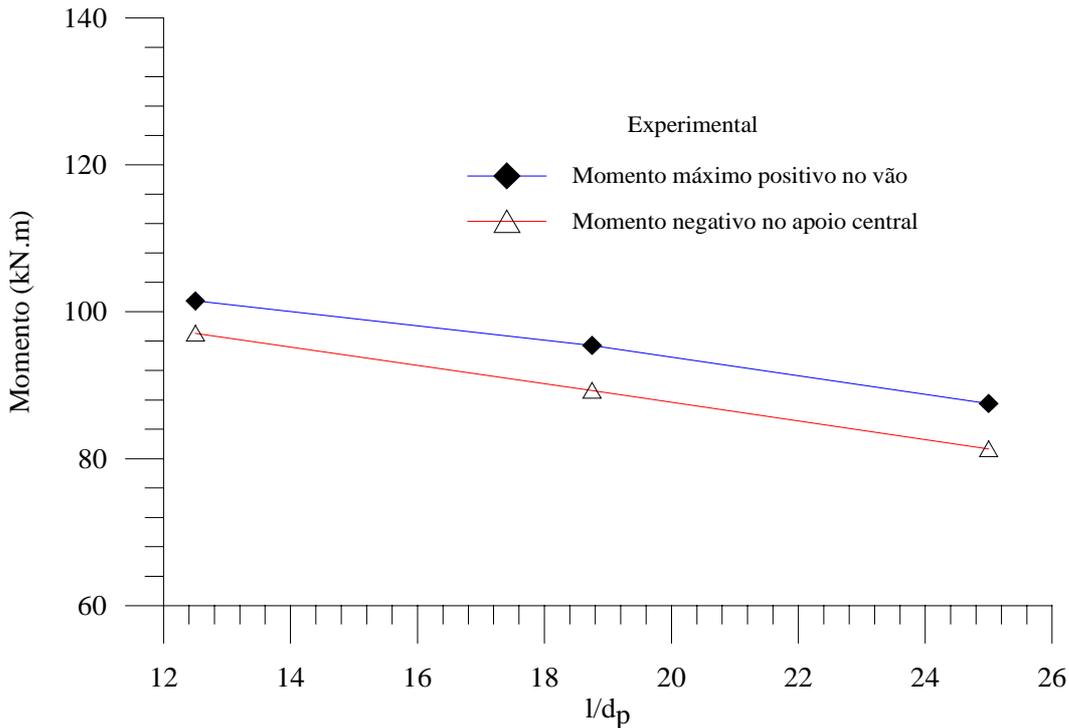


Figura 5.47 – Comparação entre os momentos positivo e negativo experimentais para diferentes relações l/d_p .

5.5.

Comparação entre os resultados experimentais e teóricos

Neste item é feita uma comparação entre os resultados experimentais e os resultados obtidos de acordo com normas e em trabalhos encontrados na literatura técnica sobre redistribuição de momentos. Como os limites de algumas das normas prevêm a utilização do fator de redistribuição δ em função da profundidade relativa da linha neutra (x/d), será apresentado a seguir o cálculo aproximado da posição da linha neutra (x). A figura 5.48 mostra a distribuição das forças atuantes em uma seção crítica de uma viga protendida. Para haver equilíbrio na seção, a resultante de compressão deve ser igual à resultante de tração, ou seja,

$$R'_s + R_c = R_p + R_s \quad (5.17)$$

onde R'_s e R_s são, respectivamente, as forças resultantes nas armaduras passivas de compressão e tração, R_c é a força resultante no concreto, e R_p a força resultante de tração no cabo de protensão.

Seja a distribuição retangular de tensões no concreto proposta pela NBR6118 (1978). Para o caso da seção transversal adotada tipo I (figura 5.48), três situações podem ocorrer : a linha neutra posicionada na alma, entre o flange e a alma ou no flange. A equação de equilíbrio eq (5.17) pode ser reescrita, para a linha neutra posicionada no flange, como sendo,

$$R'_s + 0,85 \cdot f_c \cdot (0,8 \cdot x) \cdot b_f = R_p + R_s \quad (5.18)$$

Para o caso de linha neutra situada entre o flange e a alma,

$$\begin{aligned} R'_s + 0,85 \cdot f_c \cdot \left[b_f - \left(0,8 \cdot x - \frac{h_f}{2}\right) \cdot \frac{(b_f - b_w)}{h_f} \right] \cdot \left(0,8 \cdot x - \frac{h_f}{2}\right) + \dots \\ + 0,85 \cdot f_c \cdot b_f \cdot \frac{h_f}{2} = R_p + R_s \end{aligned} \quad (5.19)$$

E para o caso de linha neutra situa na alma,

$$R'_s + 0,85 \cdot f_c \cdot \left[\frac{(b_f + b_w)}{2} \right] \frac{h_f}{2} + 0,85 \cdot f_c \cdot b_f \cdot \frac{h_f}{2} = R_p + R_s \quad (5.20)$$

Para o caso das vigas em aduelas, as equações acima podem ser utilizadas fazendo R_s e R'_s iguais a zero.

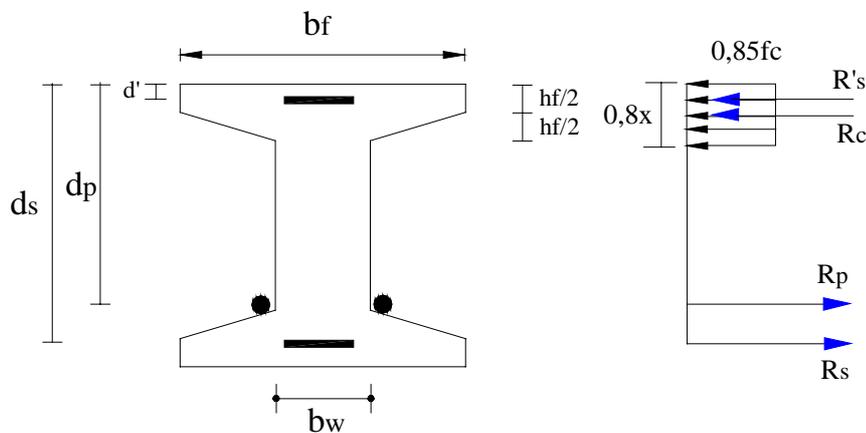


Figura 5.48 - Forças atuantes em uma seção crítica de concreto protendido

Os resultados experimentais das quatro vigas protendidas com cabos externos *Parafil* são utilizados para comparação com resultados fornecidos pelas equações mencionadas nos itens 2.4.1.1 e 2.4.1.2. A tabela 5.4 mostra o fator de redistribuição obtido pelas equações mencionadas nos itens 2.4.1.1 e 2.4.1.2 e a tabela 5.5 a comparação entre os resultados experimentais e os resultados

calculados (obtidos pela multiplicação do fator de redistribuição pelo momento elástico) do momento no apoio central. De um modo geral, os resultados mostram uma boa concordância entre os valores experimentais e os calculados.

Para uma melhor avaliação é plotada a curva de correlação entre os resultados experimentais e teóricos (figura 5.49(a) a (g)). É plotada também, a linha de correlação perfeita entre os resultados experimentais e teóricos. As figuras 5.49 (a) a 5.49 (d) mostram as curvas de correlação para a NBR6118 (2000-Projeto), Eurocode 2 (1992), CAN-A23.3-M94, BS8110 (1985). Observa-se que a correlação entre os resultados experimentais e teóricos fornecida por estas normas mantém uma mesma tendência de comportamento das curvas. Entretanto, os valores fornecidos pela norma inglesa (BS8110, 1985) apresentam uma maior discrepância entre os resultados, chegando a 19% na viga monolítica e em torno de 15% nas vigas em aduelas. No caso das normas NBR6118 (2000-Projeto), Eurocode 2 (1992), CAN-A23.3-M94 a discrepância não supera os 3% nas vigas em aduelas e o 9% na viga monolítica. De forma geral, os resultados apresentam uma boa concordância, apesar destas normas limitarem o valor do fator de redistribuição em função da profundidade relativa da linha neutra (x/d). Em alguns casos dependem também da resistência do concreto (NBR6118,2000-Projeto) e do grau de ductilidade do aço empregado (Eurocode 2, 1992). Neste último caso, apesar do emprego dos cabos sintéticos neste trabalho, ao invés de cabos de aço, os resultados foram satisfatórios.

As figuras 5.49 (e) a 5.49 (f) mostram as curvas de correlação dos resultados obtidos pelo o ACI (1983) e por Lopes et. al. (1997). Os valores apresentam uma boa correlação com tendência a superestimar os resultados, diferentemente do observado anteriormente onde os valores são subestimados. Quase não é observada discrepância entre o resultado experimental e fornecido pelo ACI (1983) para a viga monolítica, enquanto nas vigas em aduelas a discrepância entre os resultados fica em torno de 9,5%. Esta discrepância pode ser decorrente da limitação imposta pelo ACI (1983) de que para vigas com cabos não aderentes (que é o caso), é necessário se impor uma taxa mínima de armadura tração, o que não é o caso das vigas em aduelas.

No caso dos valores fornecidos pela equação de Lopes et. al. (1997) a discrepância entre os resultados experimentais e teóricos é de 5%

aproximadamente, em todas as vigas. Vale salientar que a equação fornecida por Lopes et. al. (1997) é função do esquema estrutural adotado pelos autores (no caso uma viga contínua de dois vãos e carga concentrada no meio dos vãos) e que servem apenas para indicar os limite do fator de redistribuição.

A figura 5.49 (g) mostra a curva de correlação dos resultados obtidos por Kodur e Campbell (1999). É observado que os resultados calculados subestimam os resultados experimentais, mesmo sendo levado em conta na equação vários parâmetros. A discrepância mínima é de 5% para viga em aduelas com relação l/d_p de 18,75 e de no máximo 10% para as demais vigas.

Tabela 5.4 – Fator de redistribuição obtidos pelas equações.

	Fator de redistribuição (δ)			
	VGMH1	VGAH1	VGAH2	VGAH3
Experimental	0,900	0,824	0,819	0,832
NBR6118 (2000- projeto)	0,844	0,806	0,814	0,844
Eurocode 2 (1992)	0,822	0,798	0,802	0,789
ACI – 318 (1983)	0,900	0,896	0,898	0,902
BS8110 (1985)	0,727	0,697	0,703	0,687
CAN-A23,3-M84	0,814	0,799	0,801	0,793
Lopes et. al. (1997)	0,949	0,863	0,892	0,846
Kodur e Campbell (1999)	0,810	0,745	0,784	0,750

Tabela 5.5 – Comparação entre os resultados experimentais e os calculados

	Momento no apoio central			
	VGMH1	VGAH1	VGAH2	VGAH3
Experimental	127,4	97,0	89,3	81,3
NBR6118 (2000- projeto)	119,5	95,0	88,7	77,5
Eurocode 2 (1992)	116,4	94,0	87,4	77,1
ACI – 318 (1983)	127,5	106,1	97,9	88,1
BS8110 (1985)	103,0	82,2	76,6	67,1
CAN-A23.3-M84	115,2	94,1	87,3	77,5
Lopes et. al. (1997)	134,4	101,7	97,2	82,6
Kodur e Campbell (1999)	114,7	87,8	85,5	73,2

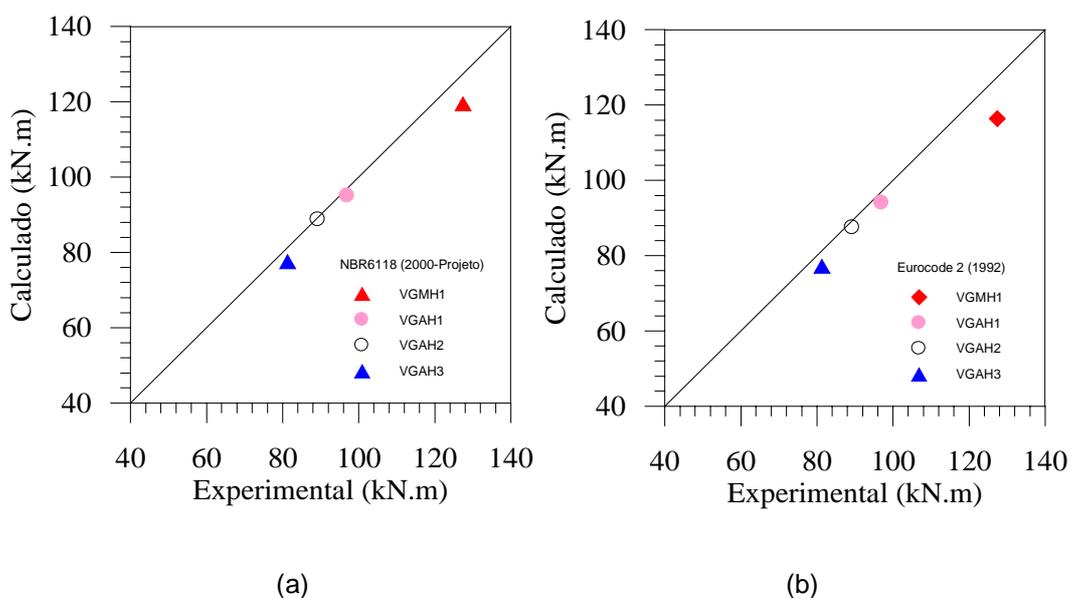


Figura 5.49 – Correlação entre os resultados experimentais e os resultados calculados.

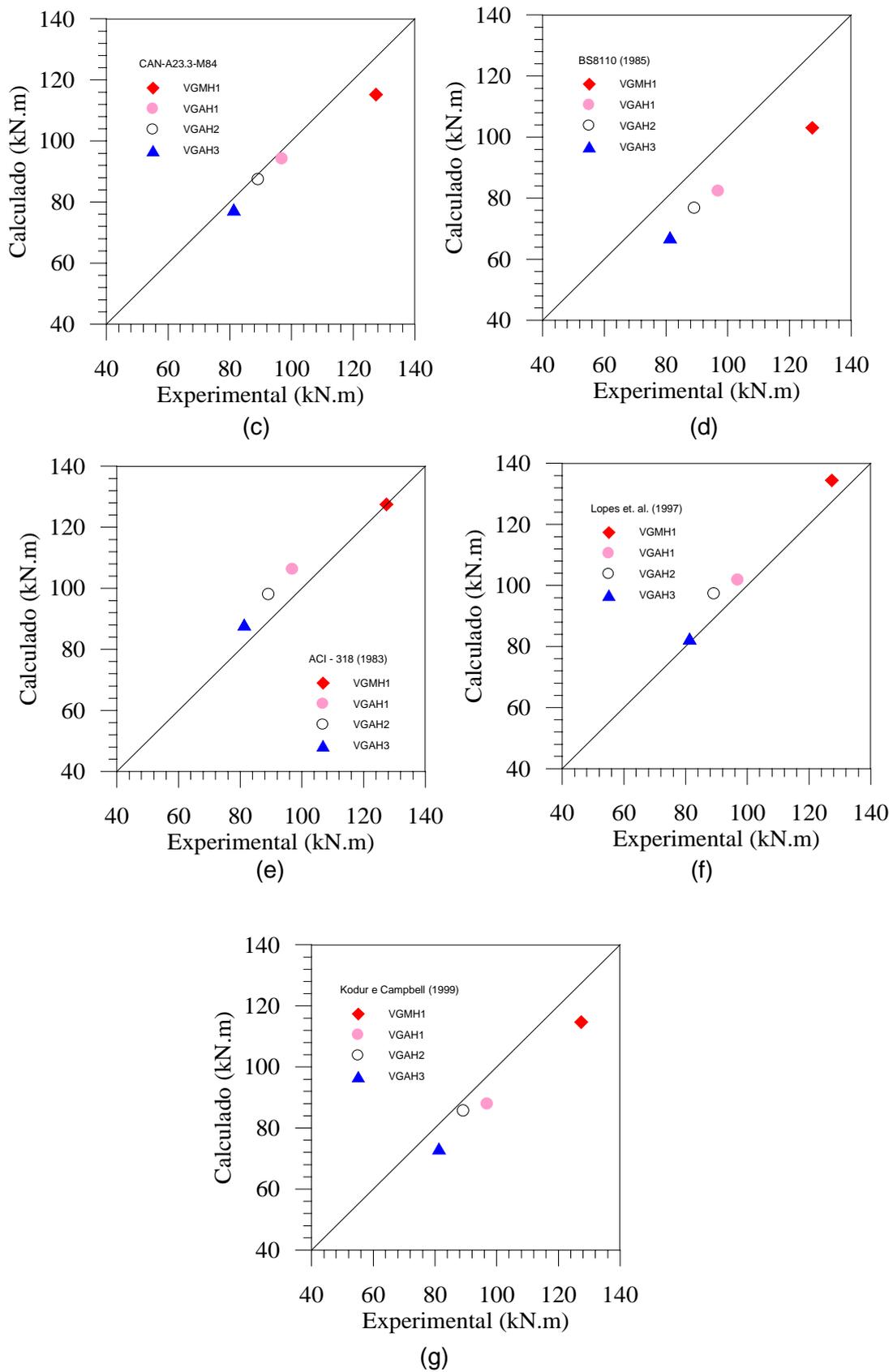


Figura 5.49 (continuação) – Correlação entre os resultados experimentais e os resultados calculados.