

## **AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE VIGAS DE CONCRETO LAMINAR ENVELOPADO**

### **CARRASCO, Edgar Vladimiro Mantilla**

Prof. Titular, Depto. de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia – UFMG, mantilla@dees.ufmg.br

### **RODRIGUES, Everaldo Vidigal**

MSc. Engenharia de Estruturas - UFMG  
everaldo@dees.ufmg.br

### **PAULA, Fernando Amorim de**

Prof. Associado, Depto. de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia – UFMG, profap@dees.ufmg.br

### **RIBEIRO, Gabriel de Oliveira**

Prof. Titular, Depto. de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia – UFMG, gabriel@dees.ufmg.br

### **QUEIROZ, Gilson**

Prof. Associado, Depto. de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia – UFMG, gilson@dees.ufmg.br

## **RESUMO**

O Concreto Laminar Envelopado (CLE) é um sistema misto que utiliza perfis U de aço envolvendo uma placa plana de concreto em todo seu perímetro, com armadura composta por telas soldadas, que são unidas aos perfis U por meio de solda. O elemento estrutural misto básico consiste de um painel plano com diversas relações altura/comprimento, que pode ser utilizado como viga, pilar-parede, laje e outros elementos compostos de painéis planos. Neste trabalho apresenta-se um estudo sobre o comportamento de vigas esbeltas de CLE. Para a campanha experimental foram confeccionados 3 painéis com as dimensões de 500 cm x 60 cm, tendo espessura igual a 5 cm, com tela dupla em malha quadrada, tipo Q113 de aço CA-60 espaçadas de 25 mm centro a centro em relação aos respectivos planos médios. O envelope era composto por perfis de aço U dobrados a frio de 50

mm x 25 mm x 3 mm. Adicionalmente, são apresentados neste trabalho todos os procedimentos e resultados dos ensaios experimentais utilizados para a caracterização dos materiais. Os painéis foram simplesmente apoiados e ensaiados com uma carga concentrada no meio do vão, aplicada por dispositivos rígidos ao longo da espessura de 5 cm. Para evitar a flambagem lateral da viga foram colocadas contenções laterais espaçadas de 833 mm ao longo do vão. A análise dos resultados experimentais mostrou que a viga apresenta comportamento aproximadamente linear até o valor da carga obtido teoricamente com o modelo de viga mista, limite definido pela resistência ao escoamento do perfil de aço. O momento último médio dos testes superou o valor calculado de acordo com o modelo teórico para vigas mistas estabelecido na NBR 8800 e os resultados demonstram adequação deste modelo mecânico para a análise de elementos estruturais CLE sujeitos à flexão.

Palavras-chave: Desempenho de vigas, concreto laminar envelopado (CLE), análise experimental.

## **ABSTRACT**

Enveloped Laminar Concrete (ELC) consists of a composite structural system which makes use of U-shaped steel profiles involving the whole perimeter of a concrete flat panel reinforced with steel gratings welded to the inner part of the U-shaped sections. From the basic composite flat panel made with several possible height/length relationships, other composed structural elements as wall-columns, box or I beams and slabs, among others, can be built. An experimental research about the behavior of slender CLE beams is presented in this paper. In order to develop the experimental program, three CLE panels were fabricated with length of 500 cm, height of 60 cm and thickness of 5 cm, reinforced with double steel gratings of type Q113 made of steel CA60, spaced 25 mm from center to center with reference to their respective median planes. The steel envelopes were composed by cold formed U-shaped steel profiles with dimensions 50 mm x 25 mm x 3 mm. Further this, all

the experimental procedures performed to characterize the material components and the respective results are presented. The panels were simply supported and tested with a concentrated load applied in the middle of the span, through rigid devices to promote the uniform distribution along the thickness. Lateral braces spaced of 833 mm along the span prevented lateral buckling of the beam. The analysis of the experimental results showed a linear behavior of the CLE beam up to a load close to the value theoretically evaluated based on the composed steel-concrete mechanical model for beams, which was limited by the steel yielding strength of the profile. The average ultimate bending moment obtained from the tests was higher than the correspondent one analytically estimated based on the design criteria of steel concrete composed structures according to NBR 8800 and the present results have demonstrated the adequacy of this mechanical model to analyze bending of CLE structural elements.

Keywords: Beams performance; Enveloped Laminar Concrete, Experimental analysis.

## INTRODUÇÃO

A concepção de painéis de concreto laminar envelopado (CLE) foi inspirada na observação de dois acidentes provenientes de abalos sísmicos. O primeiro ocorreu em 17 de outubro de 1989, nos Estados Unidos, e o segundo em 17 de janeiro de 1995, no Japão. Na ocasião dos acidentes foi observado que os pilares de concreto armado dos viadutos Cypress Street e Hanshin Expressway não apresentavam flexibilidade necessária para se deformarem, sem se romperem, durante os abalos sísmicos. Assim, buscou-se desenvolver uma tecnologia que pudesse oferecer maior ductilidade ao concreto armado (SOARES, 2008). Devido às suas características é possível fabricar painéis de CLE em diversas formas e dimensões. A fabricação se baseia na utilização de um quadro composto de perfis metálicos de seção U contornando todo perímetro da peça, que define o chamado envelopamento. Em seguida, é

soldada a malha de aço, simples ou dupla, na alma dos perfis. A peça é preenchida por concreto e após a cura do mesmo é obtido o painel plano básico de CLE. Entre os pontos positivos da utilização de painéis de CLE na construção civil, destacam-se: sua alta resistência, variedade de composição e aplicabilidade. O painel de CLE apresenta um elevado potencial como insumo para estruturas pré-fabricadas possibilitando a redução nos prazos dos cronogramas físicos, minimizando as atividades de concretagem no local da obra, reduzindo o tempo de montagem e desperdício de materiais. Por ser um elemento estrutural novo, existem poucos estudos sobre a avaliação de seu desempenho. Assim, é importante determinar a sua capacidade resistente e sua rigidez sob ação de cargas tendo em vista as propriedades de cada um dos materiais que o compõem, bem como os mecanismos e leis constitutivas que envolvem o conjunto (CARRASCO, 2012). É também fundamental analisar a forma de ruína do elemento, sendo desejável que a ruína tenha características dúcteis.

O CLE pode ser considerado como uma estrutura mista de aço e concreto. Esta estrutura consiste na associação do concreto com perfis de aço. De acordo com (QUEIROZ, 2001), denomina-se sistema misto de aço e concreto àquele no qual o perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto, formando elementos mistos, tais como: pilares, vigas e lajes. O uso de estruturas mistas apresentou crescimento nos Estados Unidos, Europa e em diversos países ao longo da década de 60, desde que vigas mistas se tornaram um eficiente e econômico sistema estrutural de pisos. Comparado ao concreto armado convencional, o sistema misto de aço e concreto apresenta as seguintes vantagens: possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos, redução do peso próprio e do consumo de materiais, além de aumento da precisão dimensional. Com relação às estruturas em aço tem-se uma considerável redução do consumo de aço estrutural, bem como das proteções contra incêndio e corrosão. Cabe ainda ressaltar que a interação do concreto com os perfis de aço proporciona uma significativa contribuição na estabilização dos perfis de aço caracterizados por pequenas espessuras de suas

partes, evitando-se assim os bem conhecidos problemas de flambagem local característicos das estruturas de aço. A norma NBR 9062:2002 apresenta critérios para o projeto e execução de estruturas em concreto pré-moldado e faz distinção entre elementos pré-moldados e pré-fabricados. Segundo (ALBUQUERQUE 2005) considera-se como o marco histórico inicial da pré-moldagem em concreto armado o Cassino de Biarritz, na França construído em 1891. Dessa data até o final da Segunda Guerra Mundial o desenvolvimento da indústria de pré-moldados de concreto acompanhou o desenvolvimento do concreto armado e protendido. Após 1945, ocorreu um grande impulso nas aplicações de estruturas pré-moldadas na Europa. No Brasil, a primeira grande obra com a utilização de elementos pré-moldados foi o Hipódromo da Gávea na cidade do Rio de Janeiro, executada em 1926. Os painéis-parede de concreto armado são comumente utilizados como elementos estruturais submetidos a solicitações de flexo-compressão. São considerados na literatura como importantes elementos estruturais e as principais normas internacionais dedicam capítulos específicos para o seu projeto, (ACI 318; ACI COMMITTEE 318-R8; AS 3600). No Brasil, tais elementos são denominados pela norma NBR 6118 como pilares-parede: estruturas laminares planas verticais apoiadas de modo contínuo em toda a sua base, com comprimento maior que cinco vezes a espessura, solicitados principalmente por cargas contidas em seu plano médio. Segundo (FUSCO, 1981) para efeito de dimensionamento, esses elementos são tratados da mesma forma que os pilares, alterando-se apenas alguns detalhes particulares. De modo geral, o dimensionamento é feito considerando-se uma excentricidade da carga em relação ao plano médio da peça.

Existem diversos sistemas como, por exemplo, o sistema "tilt-up" que são paredes de concreto autoportantes (IGLESIA, 2006) e os painéis sanduíche compostos de duas faces resistentes, separadas por uma camada espessa de um material menos denso e menos resistente que as faces (BERTINI, 2002). De acordo com o (PCI Committee Report, 1997) os painéis sanduíche, vêm sendo utilizados nos Estados Unidos desde a década de 60. Os painéis oferecem benefícios

tradicionais dos produtos pré-fabricados, além do uso como paredes de cisalhamento, vigas-parede e paredes de contenção.

Neste contexto o objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento de vigas esbeltas de CLE através de ensaios experimentais. A caracterização dos materiais que compõem o CLE também faz parte do escopo deste trabalho.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Materiais

**O concreto.** O concreto utilizado na fabricação dos painéis tinha a seguinte composição: cimento CII E 32, brita zero como agregado graúdo, pó de pedra como agregado miúdo e água. O traço em massa, especificado na fábrica, foi 1:2:3, com relação água/cimento igual a 0,60. A dosagem se baseou numa resistência característica à compressão esperada para o concreto aos 28 dias de 20 MPa. Para o adensamento foi utilizado vibrador do tipo agulha, com 40 mm de diâmetro nominal.

**Agregado miúdo.** O agregado miúdo utilizado foi o pó de pedra. Segundo (MENOSSI, 2004) e (RODRIGUES, 2009), o pó de pedra é um rejeito da exploração de pedreiras e seu diâmetro máximo é inferior a 4,8 mm. Em função de sua curva granulométrica, pode-se caracterizá-lo como sendo uma areia média. Para a caracterização do pó de pedra foram realizados ensaios de determinação da composição granulométrica e da massa específica real, conforme especificado pelas normas NBR 7211 e NBR NM 52, respectivamente. A distribuição granulométrica dada pela relação entre a massa retida acumulada e o respectivo diâmetro de cada peneira, indicou que o pó de pedra se enquadra na faixa correspondente a agregado miúdo médio, por estar contido entre os limites inferior e superior (NBR 7211), conforme mostrado na Figura 1. A massa específica real obtida para o pó de pedra, com o uso do frasco de

Chapman, foi de  $2,66 \text{ g/cm}^3$  e o teor de umidade foi de 1,60%.

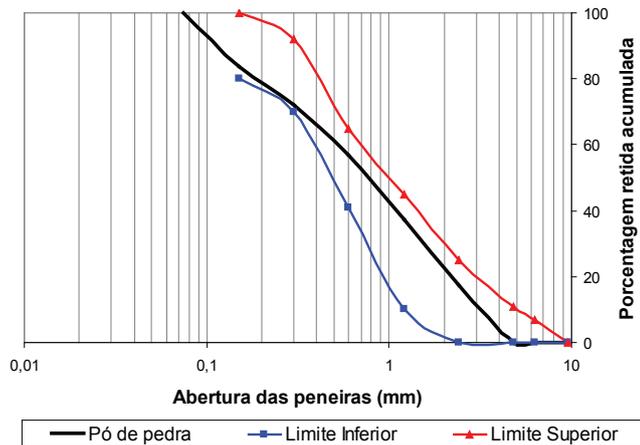
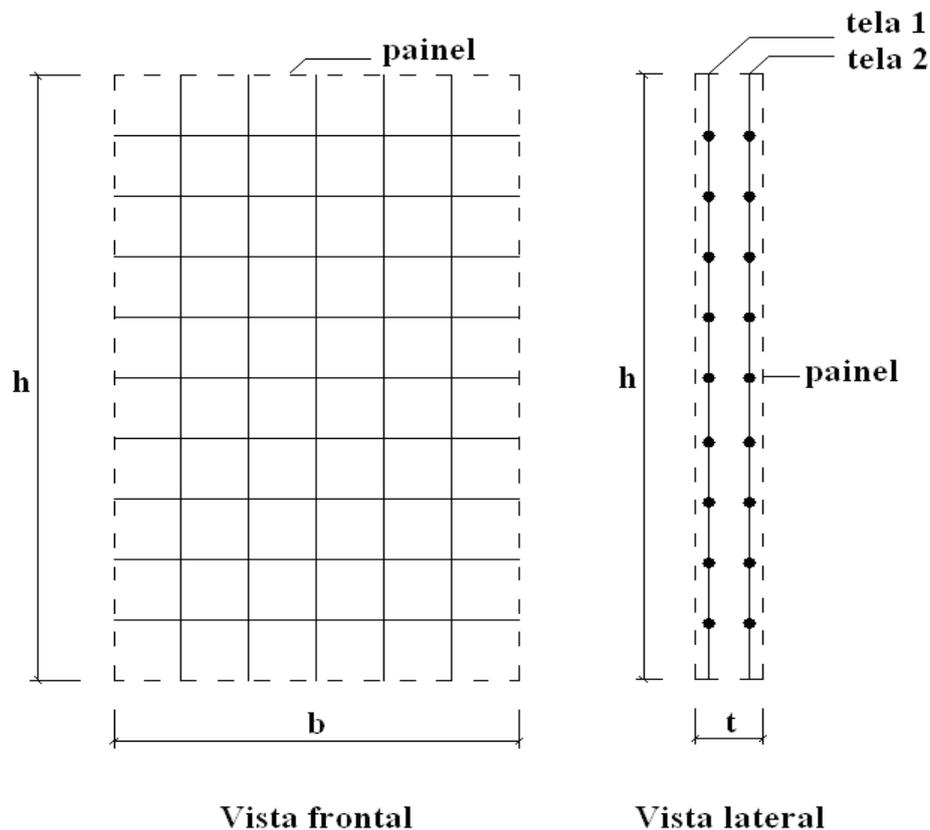


Figura 1 – Distribuição granulométrica do pó de pedra

**Agregado graúdo.** Utilizou-se brita classificada como brita zero pelo fato de sua dimensão característica máxima não exceder 9,5 mm, enquanto a massa específica real foi de  $2,66 \text{ g/cm}^3$ .

**Perfis de aço do envelopamento.** Para enquadrar os painéis de CLE utilizaram-se perfis de aço formados a frio do tipo U ( $50,8 \times 25,4 \times 2$ ) mm. O fabricante do perfil especifica os aços ASTM A36 ( $f_y = 250 \text{ MPa}$ ) ou SAE 1010 ( $f_y = 180 \text{ MPa}$ ). Na fabricação de painéis de CLE, estes perfis são cortados a frio e soldados nas extremidades com o uso de eletrodos do tipo E-6013 ( $f_u = 415 \text{ MPa}$ ) para compor o enquadramento ou envelopamento do painel.

**Armadura.** Todos os painéis foram armados com tela soldada quadrada tipo Q113, em aço CA60, composta por barras de 5 mm de diâmetro nominal espaçadas a cada 25 mm, nas direções vertical e horizontal. As telas foram dispostas em duas camadas, simétricas em relação ao plano médio do painel, e cobertura mínimo de 1,0 cm em cada face. A disposição das mesmas é apresentada na Figura 2.



Onde:

**b** = largura do painel  
**h** = altura do painel  
**t** = espessura do painel

Figura 2 – Disposição de telas soldadas Q196 nos painéis

**Vigas.** Foram confeccionados 3 painéis com as dimensões de 500 cm x 60 cm, tendo espessura igual a 5 cm, armadura com tela dupla quadrada Q113 de aço CA 60, espaçadas de 25 mm centro a centro em relação aos respectivos planos médios. O envelope é composto por perfis U dobrados a frio de 50 mm x 25 mm x 2 mm. As telas são soldadas na alma dos perfis U. A fabricação dos painéis foi de responsabilidade da empresa LAMINUS. Os ensaios realizados consistiram em testes de flexão em três pontos, isto é, o painel funcionando como viga sobre dois apoios, submetida a uma carga vertical aplicada no meio do vão, como ilustrado na Figura 3. O vão livre adotado foi igual a 5,00 m e a viga foi posicionada com a dimensão de 600 mm cm no plano vertical, de forma que a flexão ocorresse em torno do eixo de maior inércia. Portanto a viga tinha seção transversal retangular com largura de 50 mm por 50 mm de altura.

## Métodos

Estimativa da carga de ruptura das vigas. A previsão de carga de ruptura das vigas foi realizada considerando a contribuição da resistência de cada material. Os painéis foram apoiados e solicitados conforme Figura 3. A carga foi aplicada ao longo da espessura de 5 cm, por meio de dispositivos rígidos. Para evitar a flambagem lateral da viga foram colocadas contenções laterais (contraventamentos laterais), espaçadas de 833 mm ao longo do comprimento da viga conforme indicado na Figura 3 e também na Figura 4.

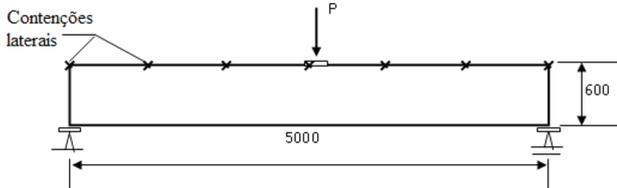


Figura 3 – Esquema Estrutural do ensaio de flexão em três pontos.

Para a estimativa de carga no âmbito do planejamento dos ensaios foram adotados as seguintes hipóteses: concreto com  $f_{ck} = 20$  MPa, tela dupla Q 113 de aço CA 60, espaçadas de 25 mm em relação aos respectivos planos médios, solda das barras com os perfis U do envelope com resistência variando entre 30 e 100% da resistência da barra, perfil U de 50mm x 25mm x 3mm ( $f_y = 250$  MPa). Finalmente a carga prevista no cilindro hidráulico foi de  $P = 40,18$  kN, determinada considerando a resistência do concreto, as armaduras e os perfis ( $M_{ult} = 50,23$  kN×m).

Na Figura 4 é mostrado um painel montado no laboratório, pronto para ser ensaiado, podendo ser observados os dispositivos que impedem os deslocamentos laterais e garantem a estabilização lateral da viga.



Figura 4 – Painel pronto para ensaio.

**Equipamentos de aplicação de carga e preparação para ensaio das vigas.** Para a realização dos ensaios foi montado um pórtico de reação sobre a laje de reação do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES). Na parte central do pórtico e na travessa superior foi fixado um atuador hidráulico com capacidades de 200 kN. Este atuador possui um sensor de posição, o que permite determinar o deslocamento da cabeça do pistão com precisão de 0,01 mm. Os cilindros hidráulicos estão controlados por um “manifold” e um computador. A Figura 5 mostra uma vista do pórtico de reação e do atuador utilizado.



Figura 5 – Vista do pórtico de reação, sistema de

aplicação de carga e atuador.

**Sistema de contraventamento.** Para evitar a perda de estabilidade lateral das vigas foi confeccionada uma estrutura para travamento lateral, com tubos de aço formando um reticulado triangular. Este travamento foi fixado na laje de reação com dispositivos que não permitiam nenhum deslocamento na direção perpendicular ao plano médio do painel de CLE. Para eliminar atrito entre o contraventamento e a viga de CLE foram colocadas 3 roldanas, distribuídas de forma equidistante ao longo da altura da viga. Além disto, foram instalados 3 relógios comparadores para monitorar o deslocamento lateral da viga, conforme ilustrado na Figura 6.



Figura 6 – Sistema de contraventamentos e relógios comparadores para monitoramento de deslocamentos laterais da viga.

**Ensaio para determinação das propriedades mecânicas dos materiais componentes do CLE.**

**Concreto.** Nas datas de concretagem dos painéis, seis moldes de corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 10 cm e comprimento de 20 cm (CP $\phi$ ) foram preenchidos com concreto para a respectiva caracterização mecânica do concreto utilizado. Paralelamente, foram feitos ensaios de abatimento do tronco de cone (“slump test”) para verificação da consistência. Os corpos-de-prova CP $\phi$  foram ensaiados no Laboratório de Caracterização Mecânica da Madeira e Novos Materiais (CPAM3), em uma prensa hidráulica controlada por um sistema servo-hidráulico da marca EMIC com capacidade de 2.000 kN. Todos os ensaios foram realizados seguindo as prescrições da NBR5739. A Figura 7 mostra detalhes dos ensaios.





Figura 7 – Detalhes dos ensaios dos cilindros de concreto à compressão.

**Perfil metálico.** Foram realizados ensaios de tração em corpos-de-prova (CPs) extraídos da alma dos perfis U, visando à determinação das características mecânicas do aço. As dimensões de cada CP seguiram as especificações da NBR6892, Figura 8.a. Para a determinação da deformação até o limite de escoamento do aço foi instalado um medidor de deformação (“clip gauge”), sendo que o registro dos dados foi automaticamente interrompido quando se atingiu o escoamento. A Figura 8 mostra o início e o término do ensaio à tração do aço dos perfis U.

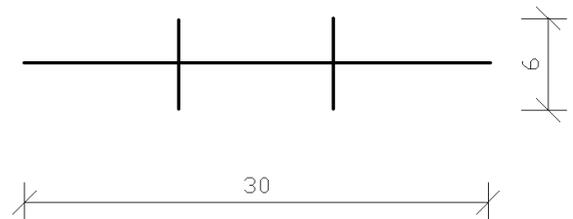


Figura 8 – (a) Corpo de prova de tração de aço, (b) Início do ensaio à tração do corpo-de-prova de aço. (c) Término do ensaio de tração mostrando o CP rompido.

**Armadura.** Para caracterização da tela soldada de aço Q113 foram efetuados ensaios à tração (Figura 10) em CPs extraídos da tela com dimensões apresentadas na Figura 9.a.

(Dimensões em cm)

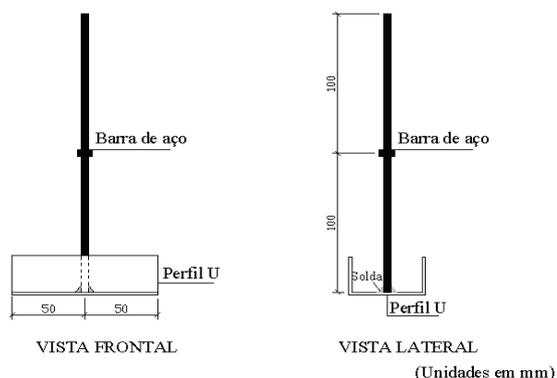


Figura 9 – (a) Corpo-de-prova extraído da tela Q113 para ensaio de tração. (b) Ensaio à tração em CP da tela Q113

#### Ligação soldada (armadura-perfil).

**Ensaio de dobramento.** Para verificar a resistência da ligação soldada, foi executado o ensaio de dobramento da barra de aço, componente da tela Q113, em seis CPs com dimensões especificadas na Figura 10. Utilizaram-se eletrodos E-6013, com resistência última a tração,  $f_u = 415 \text{ MPa}$ , para a execução das soldas de filete de 5 mm em toda volta na ligação da barra ao perfil U de aço. Neste ensaio, as barras de aço dos CPs foram dobradas por meio de golpes de marreta em suas extremidades até formarem um ângulo de  $90^\circ$  com o plano horizontal.

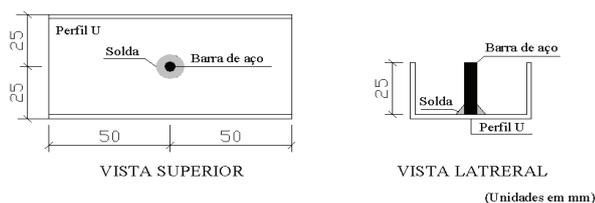


Figura 10 – Corpo-de-prova para ensaio de dobramento

**Ensaio de tração.** A determinação da resistência da ligação soldada à tração foi realizada por meio do ensaio de seis CPs conforme mostrado na Figura 11. A execução do ensaio e a ruptura típica da ligação são exibidas na Figura 11.b e 11.c. Para execução da ligação foi utilizado o eletrodo E-6013 ( $f_u = 415 \text{ MPa}$ ) e solda a toda volta com filete de aproximadamente 5 mm.



Figura 11 – (a) Detalhes do CP para determinação da resistência à tração na ligação soldada da barra de aço ao perfil U. (b) Montagem do ensaio de tração na ligação soldada. (c) Ruptura típica da ligação da ligação soldada.

**Ensaio para determinação da capacidade de carga das vigas.** Inicialmente foram medidas as dimensões dos painéis de CLE (vigas). Em seguida a viga foi posicionada sobre dois apoios articulados, sendo um fixo e um móvel. Para evitar o esmagamento na área de aplicação de carga e nas áreas de contato da viga nos apoios foi colocada uma chapa metálica de 12 mm de espessura para melhorar a distribuição de carga nestas interfaces da viga. Na Figura 12 apresenta-se uma fotografia da montagem do ensaio de flexão em três pontos visando à avaliação da viga de CLE, pronta para o início do ensaio. O carregamento foi aplicado por meio de controle de deslocamento com velocidade de 1,0 mm/minuto, sendo que a cada incremento de flecha de 3 mm era feita uma pausa no ensaio para a realização de uma vistoria geral da viga, inspecionando-se a ocorrência de fissuras e deformações localizadas nos perfis do envelopamento e no concreto.



Figura 12 – Montagem do ensaio de flexão em três pontos para a viga de CLE.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

**Para os ensaios das propriedades dos materiais componentes do CLE.** Os resultados dos ensaios de caracterização mecânica do concreto utilizado por meio de compressão em corpos de prova cilíndricos CP $\phi$  são apresentados na Tabela 1, na qual podem ser observados os valores de módulo de elasticidade ( $E_c$ )

e de resistência à compressão  $f_c$  para o concreto aos 28 dias de idade, bem como os respectivos valores de média, desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV).

Tabela 1 – Resultados dos ensaios de caracterização mecânica do concreto aos 28 dias

CP $\phi$	Idade (dias)	Módulo de elasticidade, $E_c$ (MPa)	Resistência à compressão, $f_c$ (MPa)
1	28	13325	23,54
2	28	14731	24,70
3	28	15030	26,09
4	28	13012	22,51
5	28	14991	26,72
6	28	14491	26,31
Média		14263	24,98
DP		876	1,69
CV%		6,14	6,77

Em relação ao ensaio “slump test”, os resultados dos abatimentos médio foi 88 mm. Segundo Albuquerque, 2005 ao abatimento do concreto entre os limites 50 mm e 100 mm é atribuída a classificação de consistência plástica, sendo recomendado o adensamento por vibração interna ou em mesas.

Os resultados dos ensaios à tração do aço do perfil U, incluindo módulo de elasticidade resistência ao escoamento e resistência última à tração, encontram-se na Tabela 2 e na Figura 13.

Tabela 2 – Propriedades mecânicas do aço do perfil U

CP	Módulo de Elasticidade (GPa)	Tensão de Escoamento (MPa)	Tensão máxima registrada no ensaio (MPa)
1	200,27	316,00	373,00
2	216,31	270,00	368,00
3	214,84	270,00	273,00
4	191,36	272,00	277,00
5	214,56	282,00	371,00
6	194,60	268,00	365,00
Média	205,32	279,67	337,83
D.P.	11,24	18,48	48,76
C.V%	5,48	6,61	14,43

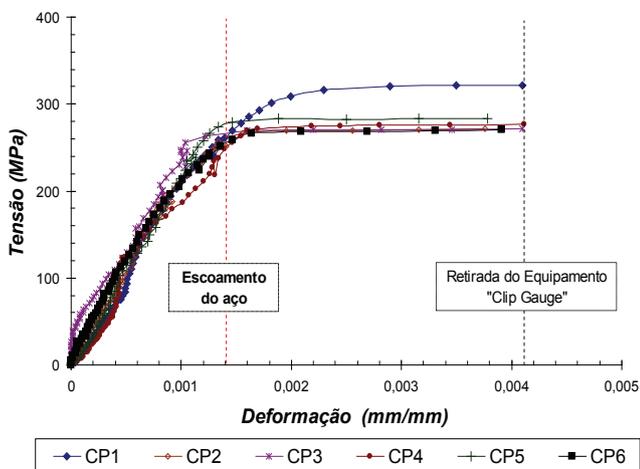


Figura 13 – Gráfico tensão x deformação de corpos-de-prova de aço obtidos a partir do perfil U

Na figura 13, pode-se observar que para o aço do perfil U atingir a tensão de escoamento foi necessária

uma deformação de aproximadamente 0,0012 (1200 microstrains).

Os resultados dos ensaios à tração para corpos-de-prova da armadura da tela, incluindo resistência ao escoamento e resistência última à tração, são mostrados na Tabela 3.

Tabela 3 – Resultados do ensaio à tração em corpos-de-prova obtidos a partir da tela Q196

CP	Tensão de Escoamento (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)
1	615,12	659,84
2	651,50	671,30
3	651,37	665,66
4	615,12	641,82
5	628,02	659,89
6	642,01	650,71
Média	633,86	658,20
D.P.	16,86	10,56
C.V%	2,66	1,60

Nos ensaios de dobramento da ligação soldada, somente os CPs 4 e 6 apresentaram trincas pouco significativas, na região mais afetada pelo dobramento, conforme pode ser observado na Figura 14.

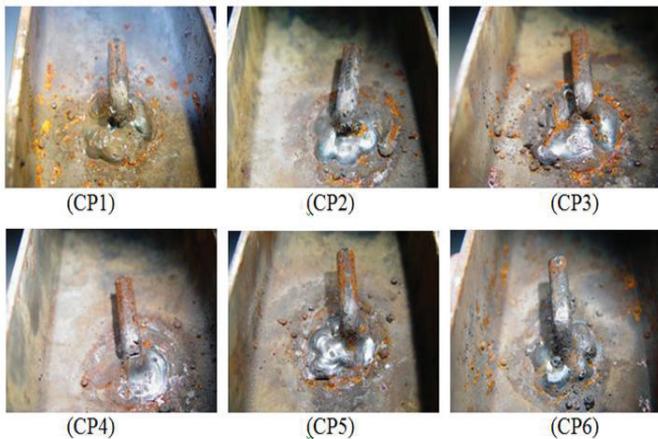


Figura 14- Resultados do ensaio de dobramento da ligação soldada para seis corpos-de-prova

Nos ensaios de tração na solda da ligação das barras de aço armadura com o perfil metálico U, em metade dos casos (CPs 2 a 4) a ruptura se deu na barra da armadura, no trecho próximo à solda, denominado zona termicamente afetada pelo processo de soldagem, enquanto nos demais casos a ruptura se deu pela falha entre a superfície de contato da barra de aço e a solda, defeito planar que funcionou como uma trinca, que promoveu a concentração de tensão. Na Tabela 4, são apresentados os resultados dos ensaios da ligação soldada.

Tabela 4 – Resultados do ensaio de resistência à tração da ligação soldada

CP	Tensão de ruptura (MPa)
1	515,60
2	525,39
3	519,18
4	466,55
5	405,90
6	383,27
Média	469.32
DP	61.98
CV%	13.21

Considerando a resistência média da ligação soldada (469,31 MPa), o nível de tensão da barra em serviço e a resistência da barra da armadura ao escoamento (633,86 MPa), pode-se dizer que a ligação soldada armadura-perfil apresenta comportamento satisfatório, mesmo sabendo que as características do aço da tela Q116 foram severamente alteradas pelo processo de soldagem.

**Para os ensaios à flexão das vigas de CLE.** Nas fotografias da Figura 15 são mostradas as etapas de ensaio de flexão em três pontos da viga de CLE até a ruptura.



Figura 15 – Sequência do ensaio de flexão em três pontos das vigas de CLE.

Na Tabela 5 apresentam-se as cargas últimas suportadas por cada viga, as cargas correspondentes ao surgimento da primeira fissura, bem como os respectivos momentos fletores últimos determinados

a partir das cargas últimas. Notar que nos valores do momento último foi acrescida a parcela de 2,44 kN×m correspondente à ação do peso próprio.

Tabela 5 – Resultados de ensaio das vigas.

Viga	Carga da primeira fissura (kN)	Carga última (kN)	Momento fletor último (kN×m)
1	26,00	52,07	67,53
2	25,00	50,11	65,08
3	25,00	52,12	67,59

Na Figura 16 apresenta-se um único gráfico Carga x Deslocamento para todas as vigas ensaiadas. Durante o ensaio ouviram-se ruídos significativos indicando a ruptura de ligações entre as barras da tela soldada e o perfil U de aço e o esmagamento do concreto. Observa-se na Figura 16 que os resultados da Viga 1 não apresentam o ramo descendente na curva carga-deslocamento característico do fenômeno de amolecimento, uma vez que, neste caso, o controle foi por acréscimo de carga, o que proporcionou colapso frágil desta viga. Nas demais vigas adotou-se controle de deslocamento; conseqüentemente observou-se o comportamento de amolecimento na fase pós-pico de carga, quando os deslocamentos cresceram significativamente enquanto a carga diminuiu. No ensaio da Viga 1, na iminência da ruptura, o sistema de monitoramento não conseguiu capturar os dados devido à ruptura brusca da viga.

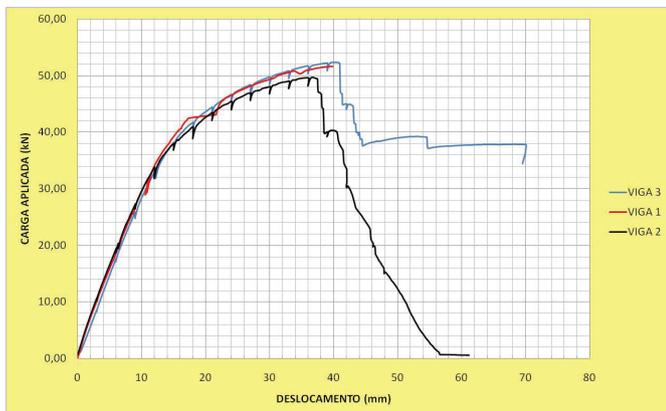


Figura 16 – Gráfico carga x deslocamento - Todas as Vigas.

Ainda na Figura 16, pode-se observar que as vigas têm um comportamento aproximadamente linear até 35 kN, independentemente do aparecimento das fissuras. Usando os valores médios dos parâmetros de resistência obtidos nos diversos ensaios realizados nos materiais, ou seja, concreto com  $f_c = 24,98$  MPa e  $E_c = 14263$  MPa (Tabela 1), aço do perfil com  $f_y = 279,67$  MPa e  $E_a = 205,32$  MPa (Tabela 2), aço da tela com  $f_y = 633,86$  MPa e considerando-se a tensão na fibra extrema do perfil de aço com o valor da tensão de escoamento  $f_y$ , estima-se um valor teórico de momento fletor elástico de  $47,03$  kN×m na seção transversal, o que corresponde a um valor da carga concentrada  $P = 35,67$  kN (descontado o momento correspondente ao peso próprio da viga). Nesta situação a tensão máxima no concreto foi igual a  $0,45f_c$ , ainda dentro do regime linear. Houve portanto uma concordância muito boa entre o valor teórico e os resultados monitorados no regime elástico linear.

Notou-se que o colapso foi atingido quando o perfil tracionado na face inferior da viga e as armaduras romperam. Com base nos critérios de dimensionamento

e projeto de estruturas mistas NBR 8800 Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, tendo em vista os valores dos parâmetros de resistências dos materiais obtidos nos ensaios anteriormente descritos, foi estimado o valor do momento fletor último igual a  $50,20$  kN×m, enquanto nos ensaios o valor médio calculado a partir dos resultados apresentados na Tabela 5 foi de  $64,29$  kN×m. Este acréscimo na resistência última provavelmente ocorreu devido ao encruamento do aço do perfil U, como pode-se observar na Figura 16.

## CONCLUSÕES

A viga apresentou comportamento aproximadamente linear até o valor da carga igual ao valor teoricamente previsto, a partir do qual a não linearidade começa a ocorrer de maneira pronunciada em decorrência do escoamento do aço do perfil U. O momento último médio dos testes superou o valor calculado de acordo com o modelo teórico para vigas mistas estabelecido na NBR 8800. Os resultados demonstram portanto a adequação deste modelo mecânico para projeto de estruturas de CLE funcionando como viga.

## AGRADECIMENTOS

À CEMIG Centrais Elétricas de Minas Gerais pelo apoio financeiro, à empresa Laminus pelo apoio na fabricação dos protótipos e às agências de fomento FAPEMIG e ao CNPq pelo apoio financeiro na forma de bolsas e auxílio à pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 8800 Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, 2008.

ALBUQUERQUE, A. T.; EL DEBS, M. K. Levantamento dos sistemas estruturais em concreto pré-moldado para edifícios no Brasil. In 1º ENCONTRO EM PESQUISA-PROJETO-CONSTRUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 2005, São Carlos. Anais... SP, Brasil

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: Building code requirements for reinforced concrete. Detroit, 2008.

\_\_\_\_\_. ACI COMMITTEE 318-R8: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Detroit, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão em corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, Brasil, 2007.

\_\_\_\_\_. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, Brasil, 2007.

\_\_\_\_\_. NBR 7211: Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

\_\_\_\_\_. NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, Brasil, 2002.

\_\_\_\_\_. NBR ISO 6892: Materiais metálicos - ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, Brasil, 2002.

\_\_\_\_\_. NBR NM 52: Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapman – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

BERTINI A. A. Estruturas tipo sanduíche com placas de argamassa projetada. 2002. 157 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, USP, Brasil, 2002.

CARRASCO, E.V.M.; RODRIGUES, E.V.; RIBEIRO, G.O.; De PAULA, F. A.; QUEIROZ, G. Ultimate compressive strength of Enveloped Laminar Concrete panels. Vol. 27, Issue 1, February 2012, Pages 375–381.

FUSCO, P. B. Estruturas de concreto: Solicitações normais. Rio de Janeiro. LTC Editora, 1981, 89 p.

IGLESIA, T. B. Sistemas construtivos em concreto pré-moldado. 2006. 98 f. Monografia (Bacharelado) - Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, Brasil, 2006.

MENOSSE R. T. Utilização do pó de pedra basáltica em substituição à areia natural do concreto. 2004. 145 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Brasil, 2004.

PCI Committee Report. State-of-the-art of precast/prestressed sandwich wall panels. PCI Journal, Chicago, 42(2), 1997, pp. 92-133.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. Elementos das estruturas mistas aço-concreto. Belo Horizonte, MG: Editora O Lutador, 2001.

RODRIGUES, E. V. Determinação da resistência última à compressão de painéis de concreto laminar envelopado. 2009. 153 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, 2009.

SOARES, H. C. Determinação experimental da eficácia de vigas mistas em estruturas multilaminadas de concreto. 2008. 157 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade FUMEC, Belo Horizonte, MG,

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. AS 3600: Concrete structures..Draft, North Sydney, Australia, 2001.