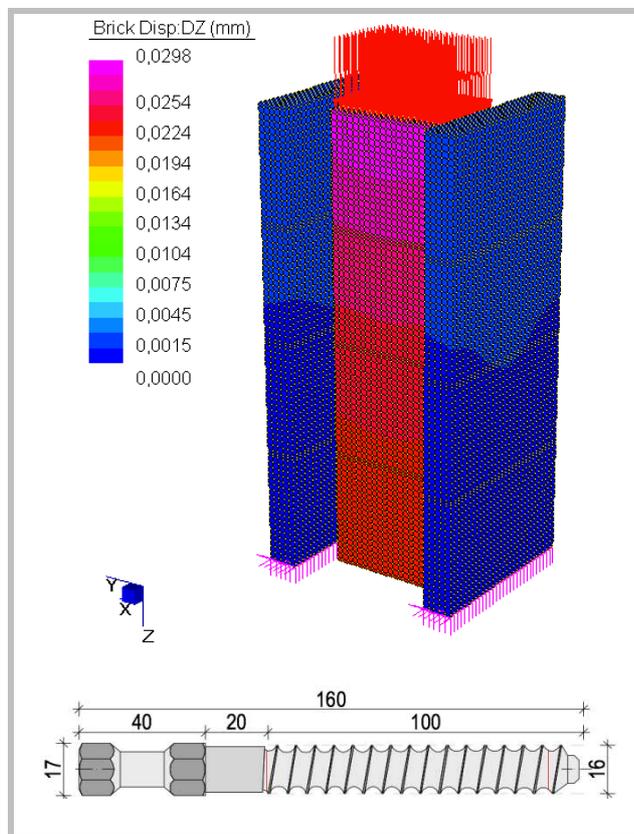


“Laboratório virtual de teste de carga conectores secos Al-fer srl”



Ing. Cristian Zenari

Resumo

1	INTRODUÇÃO	3
2	Descrição dos testes experimentais	3
2.1	Introdução	3
2.2	Matriz de evidências experimentais	3
2.3	Conectores de aço e viga de madeira LE.AC.1/2/3	4
2.3.1	O conector seco al-fer	4
2.3.2	Geometria das amostras	4
2.3.3	Esquema dos testes	5
2.3.4	Matriz de testes Madeira Aço	5
2.4	Resposta experimental	6
2.4.1	Relatório de teste	6
2.4.2	Dados disponíveis	6
2.4.3	LE.AC.1	7
2.4.4	LE.AC.2	12
2.4.5	LE.AC.3	15
2.4.6	Conclusões	16
3	Rigidez da conexão	17
3.1	Introdução	17
3.2	Espécimes de referência	17
3.3	Modelos analíticos para cálculo de rigidez e capacidade de carga	18
3.3.1	Conectores de pinos unidos à madeira com resina epóxi	18
3.3.2	Conectores secos dentro de furos calibrados	21
3.3.3	Regulamentos	26
3.3.4	Comparação dos modelos analíticos propostos	31
3.3.5	Linearização da curva de capacidade	32
3.3.6	Modelo bilinear Al-fer	34
3.4	Considerações	35
4	modelos numéricos	36
4.1	Espécime inteiro	36
4.1.1	Definição de geometria e tipo de elementos	36
4.1.2	Definição das condições de restrição	37
4.1.3	Definição das condições de carga	38
4.1.4	Definição das propriedades do material	39
4.1.5	Resolução do modelo	40
4.1.6	Pós-processamento do modelo	40
4.1.7	Comprimento livre de flambagem	48
4.1.8	Conclusões	51
4.2	Vigas mistas	55
4.2.1	Introdução	55
4.2.2	Teoria de feixes compostos	55
4.2.3	Aplicação FEM: piso misto de madeira e concreto ou com conectores Al-fer srl	63
	Bibliografia	75

1 INTRODUÇÃO

O estudo realizado tem como objetivo a caracterização mecânica de um conector especial, patenteado pela empresa Al-fer srl de Montorio (VR), utilizado para a construção de estruturas mistas de madeira e concreto. Os resultados dos testes push-over realizados em corpos de prova de concreto e madeira montados com conectores Al-fer em formato digital estão disponíveis. Esse recurso levou o escritor a estudar os principais fatores dos quais depende esse fenômeno. Iremos proceder passo a passo, primeiro ilustrando os dados disponíveis e depois fazendo comparações com modelos analíticos da legislação, com sistemas de ligação análogos e por fim com simulações numéricas. Portanto, foi proposto um modelo simplificado para a rigidez da ligação, adequado para implementações numéricas práticas,

2 Descrição dos testes experimentais

2.1 Introdução

Em junho de 2002, foi realizado um estudo experimental no Departamento de Construção e Transporte da Universidade de Pádua, com o objetivo de avaliar a eficácia do comportamento mecânico dos conectores secos Al-fer srl para a construção de pisos mistos de madeira e concreto. Foram efetuados ensaios de escorregamento (push-out) em laboratório em amostras ad hoc, estes ensaios permitem identificar os parâmetros característicos, quer de resistência quer de deformabilidade, para o dimensionamento da intervenção do reforço em pavimentos existentes e novos; em particular, o estudo visava calibrar o coeficiente de rigidez específica (módulo de deslizamento do conector) do qual depende o valor do coeficiente de eficácia da ligação da estrutura mista mista.

Os ensaios forneceram os diagramas carga-deslocamento e serão apresentados somente após a descrição da atividade experimental realizada.

2.2 Matriz de evidências experimentais

A atividade experimental incluiu ensaios preliminares de qualificação físico-mecânica dos materiais de base (nomeadamente madeira, betão e conectores) e ensaios mecânicos de push-out em elementos de piso de madeira ou betão armados com lajes de betão construídas no local. Hoje, por razões desconhecidas, apenas os testes de qualificação mecânica do conector estão disponíveis; enquanto os dados referentes às características mecânicas do concreto e da madeira foram estimados para as aplicações numéricas.

Os testes de deslizamento para avaliar a eficácia da conexão foram realizados em três configurações de teste diferentes, conforme especificado abaixo. Em particular, foi prevista a utilização de conectores de aço e alumínio para o reforço de pisos de madeira existentes com lajes de concreto, enquanto para o piso do tipo tijolo-cimento, apenas a ligação por meio de conectores de aço com a laje colaboradora foi prevista.

Para obter resultados suficientemente significativos, foram realizados 3 ensaios experimentais para cada combinação de conectores/tipo de piso existente. Portanto, a matriz de evidências pode ser resumida da seguinte forma:

LE.AC.1/2/3	(Feixe em Agno .conectores em AC alô.número de teste); (Feixe em A
LE.AL.1/2/3	gno.conectores em AO número de amostra de alumínio); (Feixe em c
CA.AC.1/2/3	Armato element.connectors in ACoi . número de teste).

Tab. 1: Matriz de evidência geral

Este trabalho analisa detalhadamente a série de testes com conectores em **ACoi** e feixe em **Agno**, sendo hoje em dia um caso de indubitável interesse na construção civil. De facto, nos últimos anos tem havido um interesse crescente pelas estruturas mistas de madeira e betão, tanto a nível de reabilitação como de novas construções. Estas intervenções, que são possíveis através da utilização de dispositivos de ligação especiais de que o conector seco Al-fer srl representa um exemplo entre os muitos disponíveis no mercado.

2.3 Conectores de aço e viga de madeira LE.AC.1/ 2/3

2.3.1 O conector seco al-fer

O conector seco Al-fer srl é feito moldando adequadamente uma barra de aço chumbo tipo 9SMnPb36. A Fig. 1 mostra a geometria e algumas seções transversais da mesma.

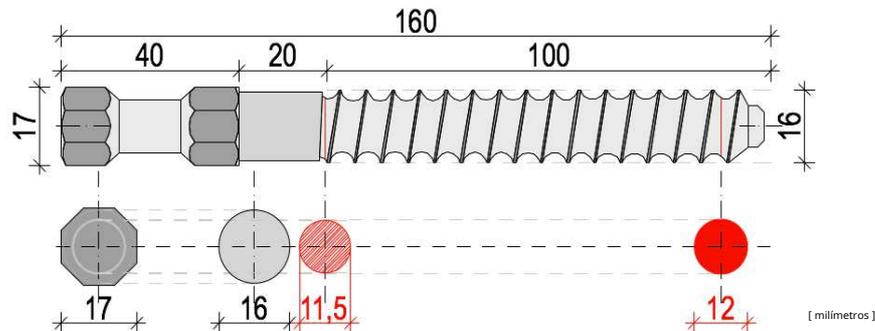


Figura 1: Geometria dos conectores secos Al-fer srl

2.3.2 Geometria das amostras

Amostras representativas de sôtãos existentes em *madeiras* são constituídas por uma única viga central de madeira (14x20 cm e 76 cm de comprimento) com duas lajes de concreto armado de 5 cm de espessura nas laterais, incluindo tela eletrossoldada. Foi testado o comportamento de conectores de aço com diâmetro útil de 16 mm a uma distância de 19 cm. Entre as lajes e as vigas interpôs-se uma prancha de madeira com 2,5 cm de espessura, contínua acima da viga em ambos os lados.

A Fig. 2 mostra a planta e a seção de um espécime típico.

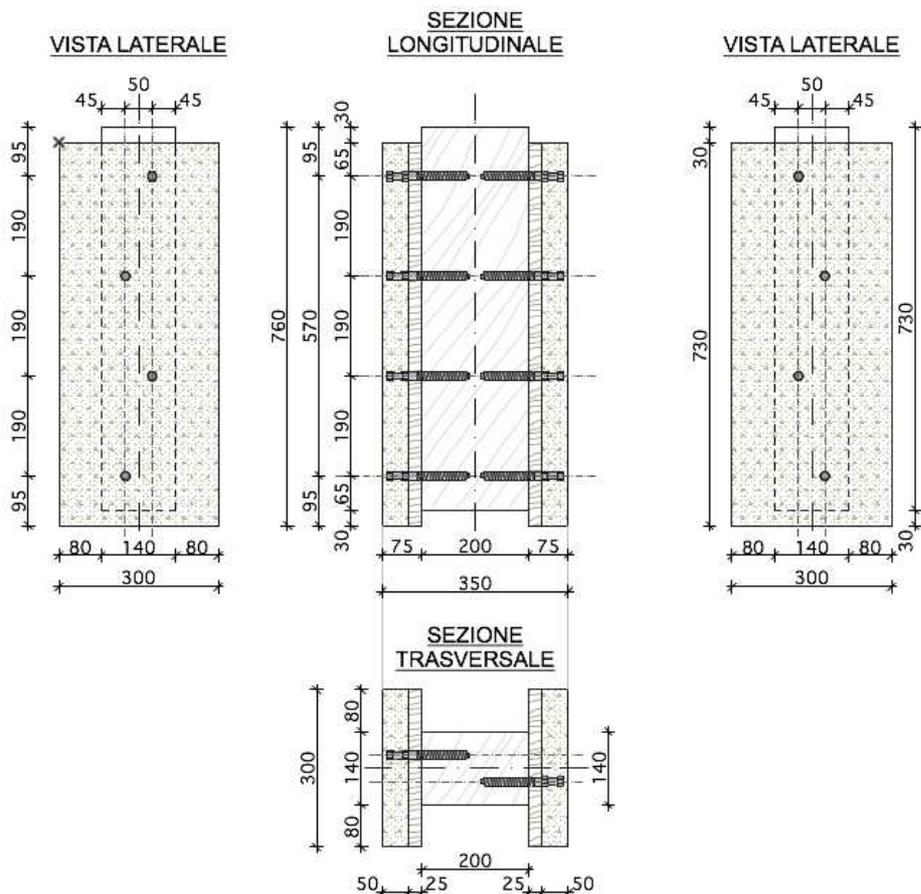


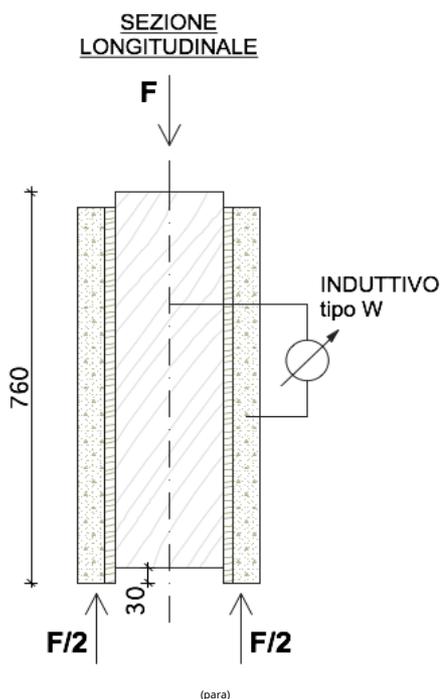
Figura 2: Geometria dos corpos de prova de vigas de madeira e conectores de aço

2.3.3 Esquema dos testes

A Fig. 3 mostra o esquema dos testes; a carga vertical foi aplicada através de um ciclo de assentamento preliminar e ciclos de medição subseqüentes até a falha, que variaram de acordo com a amostra ensaiada.

Os seguintes equipamentos, disponíveis no Laboratório de Ensaios Experimentais de Materiais do Departamento de Construção e Transporte da Universidade de Pádua, foram utilizados para a realização dos ensaios:

- Unidade de aquisição N. 1 "Spider 8";
- N.4 transdutores de deslocamento indutivo tipo W;
- Portal de carga N.1 com macaco de 30 t;
- Célula de carga N.1 de 10 t.



(b)

Figura 3: Esquema de teste push-out

2.3.4 Matriz de testes Madeira Aço

Três corpos de prova de geometria previamente especificada foram submetidos a ensaios de deslizamento e em cada um deles foram medidos o carregamento aplicado à viga de madeira e o deslocamento imediato do elemento misto madeira-concreto por meio do conector seco Al-fer srl.

A matriz de evidências para o caso em questão é apresentada a seguir.

teste não	nome da audição	teste não	nome do teste experimental
1	LE.AC.1	1	01_1_acc
		2	01_2_acc
		3	01_rupture_acc
2	LE.AC.2	4	02_1_acc
3	LE.AC.3	5	03_1_acc

Tab. 2: Matriz de teste de caso de viga de madeira e conectores de aço

2.4 Resposta experimental

2.4.1 Relatório de teste

O relatório de ensaio do Departamento de Construção e Transporte da Universidade de Pádua, entregue ao fabricante dos conectores em estudo no final da experimentação realizada em julho de 2002, é apresentado a seguir.

RAPPORTO DI PROVA N. 18905

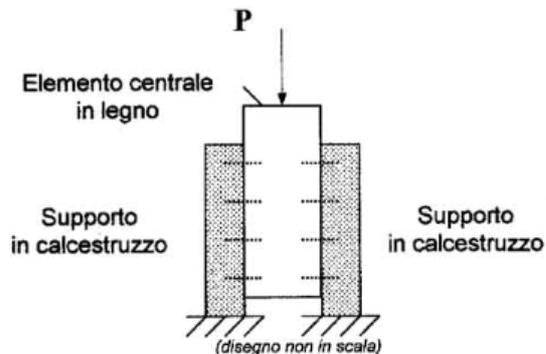
Pag. 1/1

Richiedente: AL.FER s.r.l., via dei Castagni n. 7 – VERONA.

Data della domanda di prova: 03 Luglio 2002.

Materiale: N. 03 campioni di elementi in calcestruzzo armato e legno da costruzione, assemblati mediante connettori in acciaio di produzione del Richiedente.

Prove richieste: prove di scorrimento per taglio come da schema di seguito riportato, secondo modalità non normate e concordate con il Richiedente.



Modalità di prova:

I campioni sono stati sottoposti a compressione in senso longitudinale, con applicazione del carico sulla sommità dell' elemento centrale, seguendo un ciclo composto dalle due seguenti fasi:

- 1ª fase: da scarico a circa 4000 daN e di nuovo scarico, per assestamento del campione,
- 2ª fase: da scarico fino al raggiungimento del carico massimo a rottura.

La prova vuole valutare la resistenza dei connettori, simulando le normali condizioni di utilizzo.

La prova si conclude con l'osservazione del tipo di rottura dei materiali impiegati.

CAMPIONE	CARICO MASSIMO	OSSERVAZIONI
1	18998 daN	In tutti i campioni si sono osservate la simultanea rottura del calcestruzzo e la rilevante deformazione dei connettori metallici con cedimento di alcuni di essi
2	17882 daN	
3	17038 daN	

Figura 4: Relatório de teste experimental da Universidade de Pádua

2.4.2 Dados disponíveis

O comportamento das três amostras, das séries de conectores de aço e vigas de madeira, submetidas aos ensaios de fluência é analisado a seguir. Para cada teste, estão disponíveis os dados detectados pelos transdutores de carga e deslocamento, em formato Excel, com os quais foi possível construir os seguintes tipos de curvas:

- Carga – tempo (F,t);
- Carga – deslocamento (F,u).

A partir desses gráficos, os seguintes aspectos podem ser compreendidos:

- Velocidade de carga (F/t) expressa em N/seg;
- Fases de carga e descarga;
- Rigidez do sistema madeira-concreto-conector;
- Valor final da carga que corresponde à falha real ou convencional da ligação.

2.4.3 LE.AC.1

O primeiro corpo de prova, identificado com o nome LE.AC.1, foi utilizado como teste para calibrar os ciclos de carga dos 2 corpos de prova seguintes, três testes foram realizados nele. O primeiro ensaio de carga, identificado com o código 01_1_acc, foi realizado aplicando a força à viga de madeira de forma monótona até um valor de cerca de 2.000 daN, uma vez atingido este valor, o sistema era descarregado. O segundo ensaio, identificado com o código 01_2_acc, foi realizado no mesmo corpo de prova e foi realizado em dois intervalos de carga:

- um primeiro ciclo até 2.000 daN com posterior descarga;
- segundo ciclo de carga de zero até cerca de 12.000 daN e descarga.

O terceiro ensaio, identificado com o código 01_rottura_acc, ocorreu ao final do ensaio 01_2_acc, nestas condições o corpo de prova foi descarregado e apresentou deformações permanentes. Procedemos aumentando o valor da carga de zero até atingir a falha do sistema conectado. A Fig. 5 mostra a evolução da carga aplicada ao sistema em função do tempo, para o corpo de prova LE.AC.1 e em função dos três ensaios realizados.

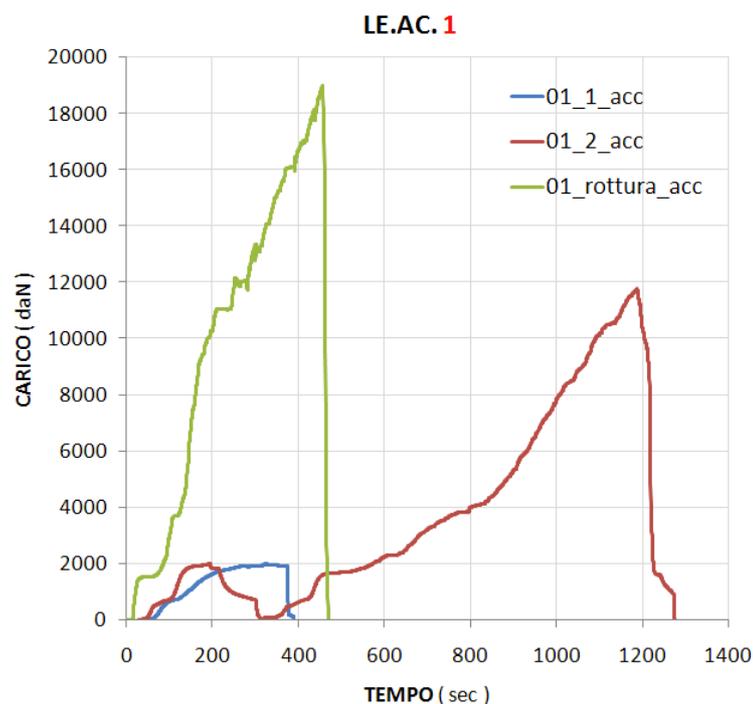


Figura 5: Gráfico de carga - tempo para corpo de prova LE.AC.1

Uma vez esclarecida a dinâmica com a qual a experimentação foi realizada, a nomenclatura usada para identificar as várias amostras, bem como os testes em cada uma delas, é possível entrar no mérito das curvas carga-deslocamento. Estes gráficos foram obtidos através do processamento dos dados disponíveis e são sem dúvida o material mais importante, através destas curvas é de facto possível estudar os valores de rigidez do sistema ligado ou perceber as respostas dos materiais submetidos a carga externa.

Os transdutores foram posicionados de forma diferente dependendo da amostra testada. Mais precisamente em relação à amostra LE.AC.1, os transdutores detectaram deslizamentos positivos e negativos. Este fato parece ser atribuído, uma vez que esta informação não está disponível, à avaliação de possíveis folgas ou imperfeições das amostras. Embora a origem dessa escolha não seja conhecida, ainda é possível traçar algumas considerações de engenharia a esse respeito. Conforme mostrado na Fig. 6, os transdutores da amostra LE.AC.1 são integrais com a viga de madeira e medem deslizamentos positivos se a haste sofrer um encurtamento enquanto escorregamentos negativos são registrados no caso de alongamento da mesma. Os 4 transdutores são posicionados em pares nas 2 seções longitudinais da amostra conforme mostrado na figura.

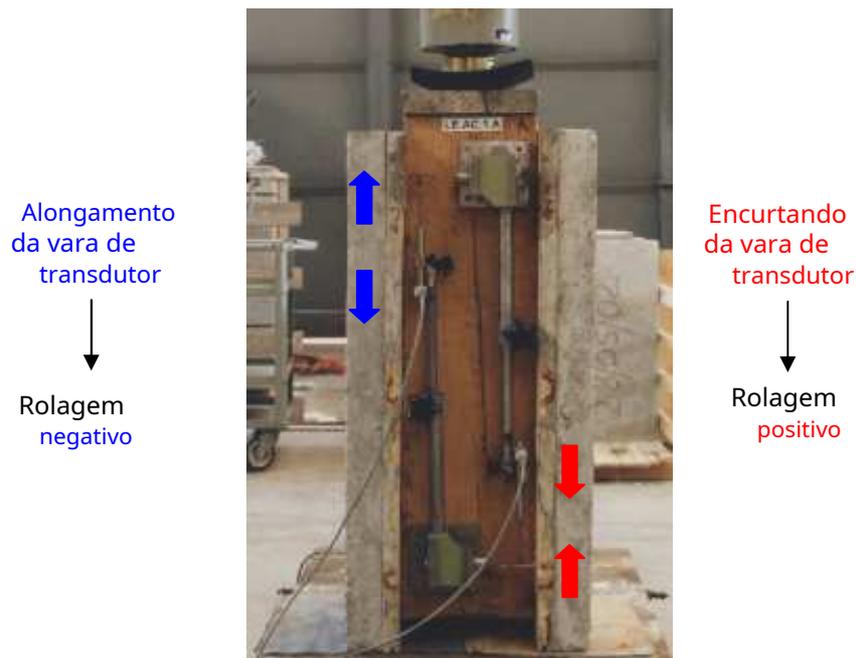


Figura 6: Posicionamento de transdutores do tipo indutivo na amostra LE.AC.1

Como é razoável imaginar, os transdutores que registraram os maiores escorregamentos foram aqueles com valores positivos. Conforme mostrado na Fig. 6, o transdutor à direita detecta um encurtamento entre um ponto em um conector na viga de madeira próximo à célula de carga e um ponto integral com a laje final. Nas imediações do macaco hidráulico são esperadas condições de contorno tais que provoquem variações bruscas no estado de tensão e a partir das quais se possa esperar uma maior gama de deslocamentos. Por outro lado, os pontos da viga de madeira em correspondência com a bancada de ensaio inferior estarão sujeitos a um menor estado de tensão e, portanto, menos escorregamento, conforme comprovado pelos gráficos a seguir (transdutor-alongamento à esquerda).

Os gráficos relativos apenas aos dois primeiros testes realizados na amostra LE.AC.1 são mostrados a seguir, pois os gráficos do teste de ruptura, como já antecipado, não são claros o suficiente para desenhar um diagrama carga-deslocamento compreensível, mas são de indubitável interesse os valores da carga última registrados na falha.

A seguir faremos referência aos dados detectados pelos transdutores, através dos 4 canais dedicados ao scrolling, indicando-os com o símbolo CH, diminutivo do termo anglo-saxão canal seguido do número correspondente. Para mais compreensão:

- CH1_canal 1_transdutor dedicado à passagem do tempo em segundos;
- CH2_canal 2_transdutor dedicado à carga em daN;
- CH3_canal 3_transdutor de deslocamento, em mm, na face A da amostra.
- CH4_canal 4_transdutor de deslocamento, em mm, na face A da amostra.
- CH5_canal 5_transdutor de deslocamento, em mm, na face C da amostra.
- CH6_canal 6_transdutor de deslocamento, em mm, na face C da amostra.

A) 01_1_acc

A Fig. 7 mostra o diagrama característico F – u detectado durante o primeiro teste realizado na amostra LE.AC.1.

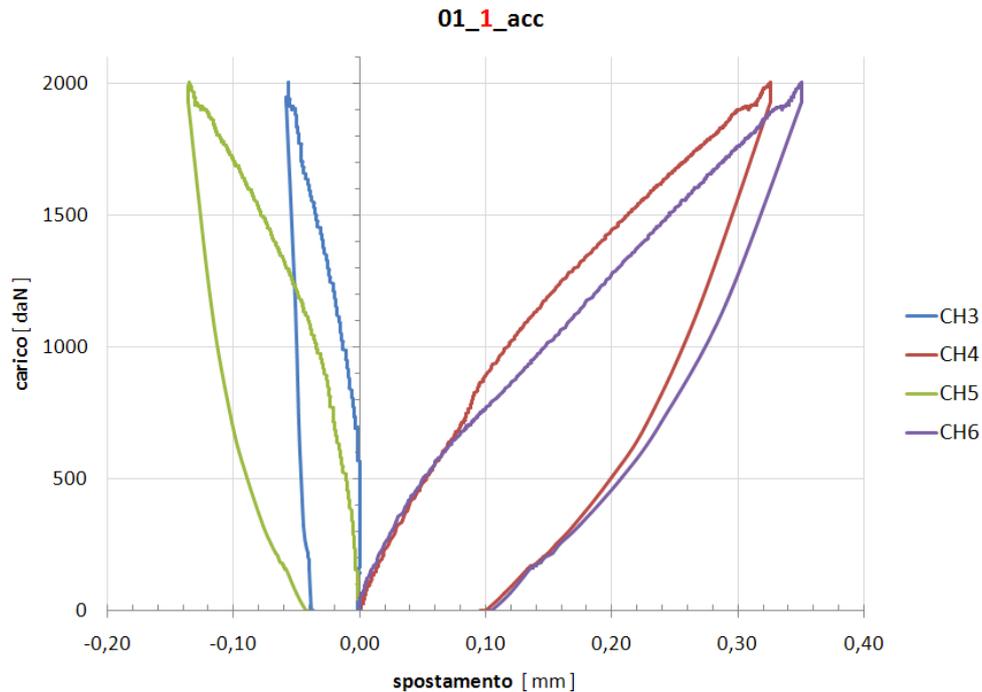


Figura 7: Dados experimentais - Teste de curva de deslizamento de carga 01_1_acc amostra LE.AC.1

A partir do gráfico é possível fazer algumas observações:

- 1) Confirma-se a hipótese de deslizamento diferente de pontos pertencentes a dois níveis de altura distintos, relativamente à secção longitudinal da viga de madeira, Fig. 8 (a). As curvas com deslocamentos negativos apresentam uma rigidez acentuada de forma que o canal 3, CH3, começa a registrar deslocamentos para valores de força superiores a 700 daN;
- 2) A força absorvida pelo conector único é proporcional ao deslocamento (ou deslizamento) a que está submetido, é razoável pensar que o conector próximo ao suporte inferior deva absorver uma força menor que o conector na cabeça do corpo de prova onde a aplicação da carga, Fig. 8(b);
- 3) Um comportamento bastante linear é observado com uma inclinação bastante alta da curva, na verdade você precisa de 2.004 daN para produzir um deslocamento máximo da amostra igual a 0,351mm;
- 4) No final do ensaio regista-se uma deformação permanente de cerca de 1/10 de milímetro.

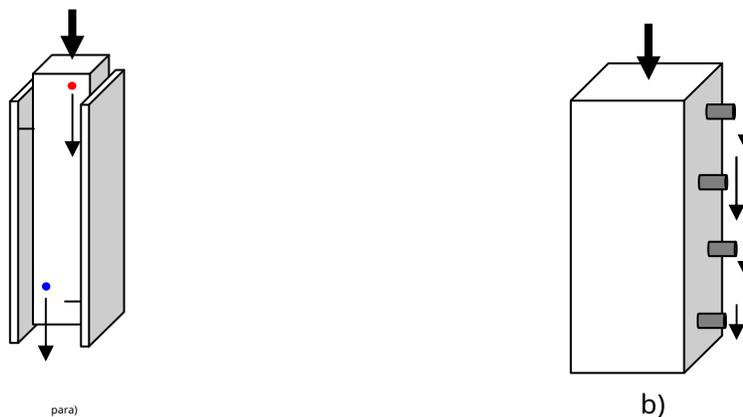


Figura 8: Diagrama da amostra de carga

B) 01_2_acc

A Fig. 9 mostra o diagrama característico F – u detectado durante o segundo teste realizado na amostra LE.AC.1.

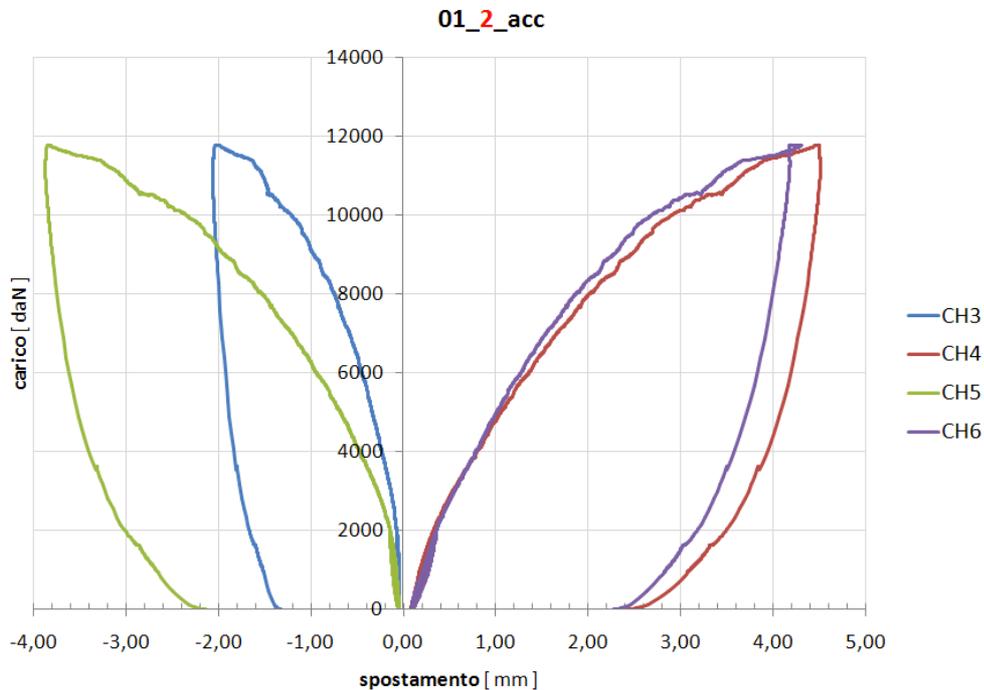


Figura 9: Dados experimentais - Teste de curva de deslizamento de carga 01_2_acc amostra LE.AC.1

O primeiro ciclo de carga parou em cerca de 2.000 daN, procedeu-se à descarga e posterior recarga até 12.000 daN. As seguintes considerações podem ser feitas:

- 1) O primeiro ciclo, por sedimentação da amostra, foi realizado para eliminar qualquer atrito causado pela presença da mesa de madeira. Esta lacuna, que geralmente está presente nas intervenções de consolidação de pisos de madeira, foi especificamente inserida na amostra de forma a reproduzir fielmente as condições de funcionamento a que o conector costuma ser submetido na prática. De facto, por razões relacionadas com a praticidade de colocação dos conectores, esta prancha é preferível que seja contínua mesmo que a sua presença modifique o comportamento estático da ligação. A seguir, será feita referência aos estudos realizados pelos professores Giancarlo Turrini e Maurizio Piazza e especificamente a três artigos, publicados na revista RECUPERARE ANNO 1983, que tratam detalhadamente de uma técnica de recuperação estática para pisos de madeira. A técnica descrita consiste na utilização de conectores constituídos por uma haste de aço (do tipo de melhor aderência para betão armado), inseridos em orifícios previamente realizados na estrutura de madeira e ligados à mesma por meio de uma resina epóxi semifluida. cola com base. Esses conectores, explica o artigo, podem apresentar certa variedade de comportamento estático em relação às diferentes formas de realizar a intervenção. Assim, distinguem-se três tipos diferentes de comportamento: podem apresentar certa variedade de comportamento estático em relação aos diferentes métodos de realização da intervenção. Assim, distinguem-se três tipos diferentes de comportamento: podem apresentar certa variedade de comportamento estático em relação aos diferentes métodos de realização da intervenção. Assim, distinguem-se três tipos diferentes de comportamento:
 - cortar (laje de concreto em contato direto com a viga de madeira);
 - em cisalhamento e flexão (laje de concreto ligada à viga de madeira e tabuado contínuo);
 - axial (conectores dispostos inclinados a 45° em relação ao eixo da viga).

O conector seco Al-fer não utiliza resinas epóxi e seu comportamento, em analogia com o sistema Turrini, é próximo ao dos conectores de cisalhamento e flexão.

- 2) Também neste teste, até valores de carga iguais a 2000 daN, o comportamento do sistema é bastante linear. Posteriormente as curvas denotam um caráter de tipo não linear;
- 3) O deslizamento máximo registrado é de 4,156 mm para um valor de carga de 11.776 daN.

C) 01_breakage_acc

Este ensaio foi realizado rapidamente e os diagramas correspondentes não são mostrados, pois são fortemente influenciados pela ruptura de alguns conectores, Fig.10 (a), e por partes da laje de concreto em contato com o painel, Fig.10b). Apenas será dito, conforme relatado pelo relatório de prova, que o valor último da carga aplicada ao sistema foi de 18-898 daN com valores de deslizamento de cerca de 25 mm, Fig. 10 (c), valor comparável ao desvio inicial entre a viga de madeira e a bancada de ensaio igual a 30 mm.

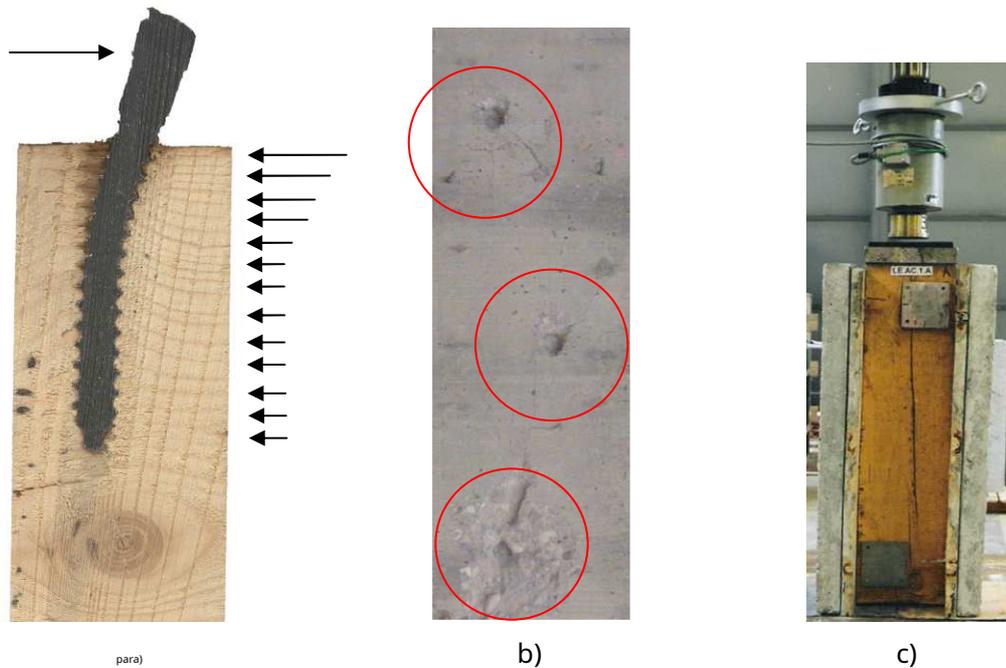


Fig.10: *Imagens ao final do ensaio no corpo de prova LE.AC.1*

Abaixo está uma tabela incluindo os valores numéricos detectados.

LE.AC. 1							
Campione	prova	fase	carico CH2 daN	scorrimento			
				CH3 mm	CH4 mm	CH5 mm	CH6 mm
LE.AC.1	01_01_acc	1° carico	2004	-0,056	0,326	-0,135	0,351
	01_02_acc	1° carico	2004	-0,066	0,331	-0,141	0,361
		2° carico	2002	-0,070	0,333	-0,141	0,363
			4001	-0,229	0,796	-0,465	0,786
	01_rottura_acc	1° carico	11776	-1,990	4,469	-3,825	4,306
			1988	-2,291	-2,235	-4,414	-25,114
			4015	-2,291	-2,234	-4,415	-25,114
11790			-2,293	-2,234	-4,42	-25,115	
18998	-2,293	-2,234	-4,459	-25,115			

Tab.3: *Valores numéricos para cargas características e deslizamentos no corpo de prova LE.AC.1*

Conclusões sobre o espécime LE.AC.1:

- 1) Com este corpo de prova foi testado o domínio dos valores, respectivamente da carga e dos deslizamentos, admissíveis para o sistema conectado em estudo;
- 2) O primeiro ensaio, com valor de carga máxima de 2000 daN, aproximadamente 2500 N em cada conector, é útil para investigar o comportamento instantâneo dos conectores ou melhor para avaliar a rigidez de serviço utilizada para verificações nos estados limites de utilização. Amplo espaço será dado a este tema abaixo;
- 3) O segundo ensaio, com valor máximo de carga de 12.000 daN, que corresponde a cerca de 15.000 N em cada conector, é útil para estudar o comportamento final do sistema onde os materiais atingem plastificações importantes. Será possível obter valores da rigidez última, úteis para efeito de verificações no estado limite último;
- 4) Para ambos os dois primeiros testes, foi avaliada a incidência de ciclos de carga e descarga, como ocorre na realidade. Com efeito, os pavimentos, independentemente do material com que são fabricados, podem estar sujeitos a variações na configuração dos pesos que lhes são impostos ao longo da sua vida útil;

Para concluir, durante todos os ensaios e em particular a partir do ensaio de falha, graças também à destruição efetiva de partes do corpo de prova, Fig. 10 (b), foi possível investigar os aspectos cruciais relativos ao fenômeno. Com referência aos estudos realizados pelos autores Turrini e Piazza, os principais fatores dos quais dependem os parâmetros de rigidez e resistência da ligação via conector seco Al-fer srl podem ser resumidos da seguinte forma:

- Diâmetro, comprimento de inserção nos materiais conectados e características mecânicas do conector;
- preenchimento dos materiais conectados (laje de concreto e viga de madeira);
- presença de prancha (comportamento ao cisalhamento e à flexão).

2.4.4 LE.AC.2

Esta amostra difere da primeira tanto na forma como o teste é realizado, Fig. 11 (a), quanto na diferente configuração dos transdutores, Fig. 11 (b). Todos os 4 foram posicionados integralmente com a viga de madeira e as medições são devidas ao encurtamento da haste de cada transdutor.

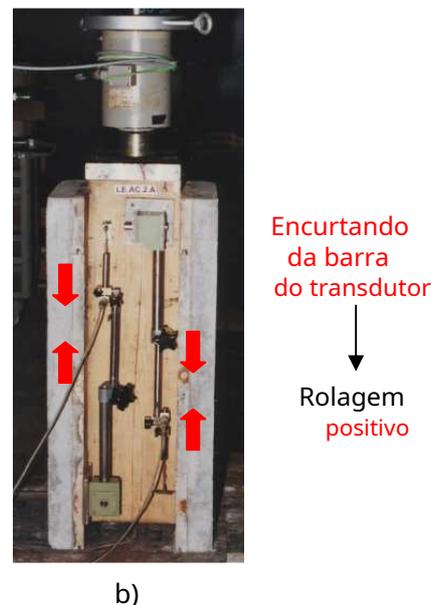
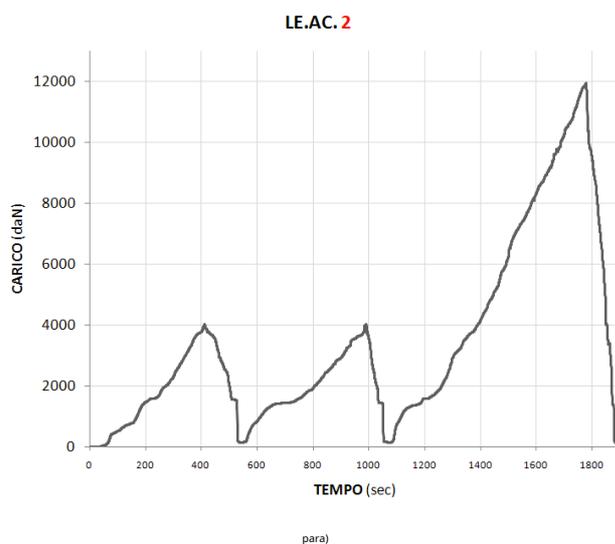


Figura 11: Método e esquema de teste de amostra LE.AC.2

No que diz respeito aos métodos de ensaio, os ciclos de carga realizados no único ensaio referente a este corpo de prova foram:

- 1º CICLO de zero a 4000 daN e descarga;
- 2º CICLO de zero a 4000 daN e descarga;
- 3º CICLO de zero a 12000 daN e descarga.

Do ponto de vista do autor, trata-se de um ensaio que pretendia investigar a relação entre os parâmetros de resistência e rigidez da ligação e os ciclos repetidos de carga-descarga, Fig.11 (a). Nesse sentido, é aconselhável introduzir as curvas F_u que mostram claramente o comportamento da conexão solicitada da maneira descrita acima.

Em virtude da configuração particular do equipamento de levantamento, os gráficos estão todos 4 no semi-espaço positivo, diferentemente do que aconteceu para a amostra LE.AC.1 em que 2 canais detectaram alongamento e os outros 2 encurtamento. Assim, para este segundo corpo de prova, o encurtamento foi detectado em relação a dois conectores, um próximo à célula de carga e outro próximo à bancada inferior, para 2 pontos de cada face do corpo de prova, Fig.11 (b). É assim possível avaliar o deslizamento do sistema em correspondência com os 2 conectores mais solicitados, na cabeceira da viga.

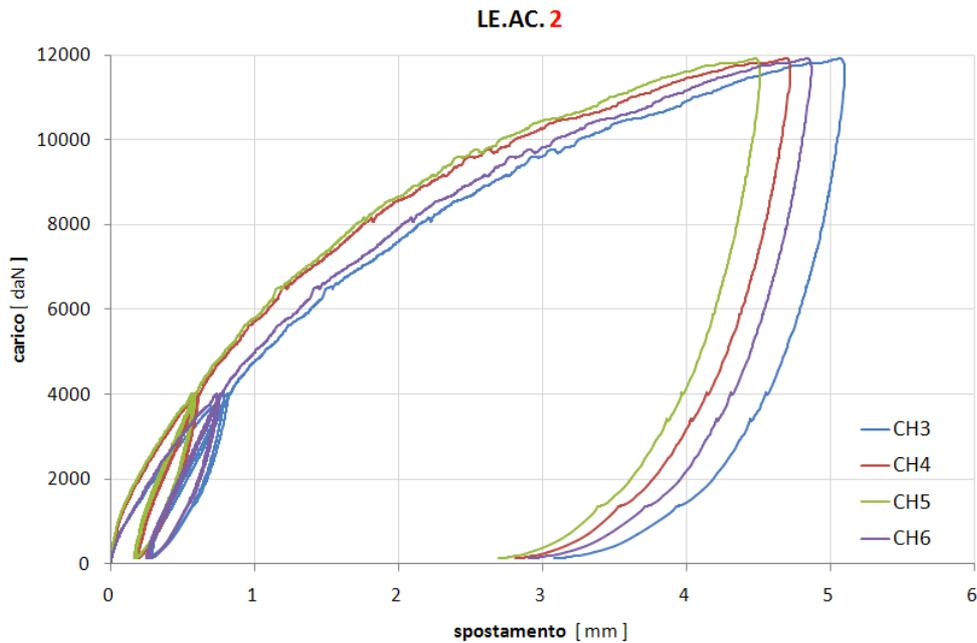


Fig. 12: Gráfico de deslizamento de carga da amostra LE.AC.2

LE.AC. 2							
Campione	prova	fase	carico CH2 daN	scorrimento			
				CH3 mm	CH4 mm	CH5 mm	CH6 mm
LE.AC.2	02_01_acc	1° carico	1999	0,301	0,199	0,184	0,283
			3992	0,773	0,579	0,559	0,726
		2° carico	1999	0,504	0,344	0,323	0,474
			4000	0,811	0,606	0,581	0,759
		3° carico	1999	0,530	0,363	0,339	0,494
			3992	0,824	0,614	0,586	0,768
		11930	5,075	4,700	4,486	4,846	

Tab. 4: Valores numéricos para cargas características e deslizamentos no corpo de prova LE.AC.2

Uma primeira consideração pode ser feita em relação à curva F_u , Fig. 12, pode-se observar que existe uma boa correspondência entre o par de curvas dos canais CH4 e CH5 e o par CH3 e CH6. Este fato sugere que os transdutores 4/5 pertencem a uma face, e os transdutores 3/6 à segunda face da mesma amostra.

Parece legítimo, após a análise das duas primeiras amostras examinadas (LE.AC.1/2), enquadrar a ligação do sistema misto madeira-betão com conectores secos Al-fer srl do ponto de vista de um não ligação constitutiva elástica linear. Os parâmetros de rigidez/suavidade são uma função do nível de tensão e/ou deformação atingido. Na lógica de introduzir uma ligação constitutiva para a ligação fica evidente como o modelo bilinear, Fig. 13(a), parece bem representar o comportamento simplificado das amostras testadas, Fig.13(b).

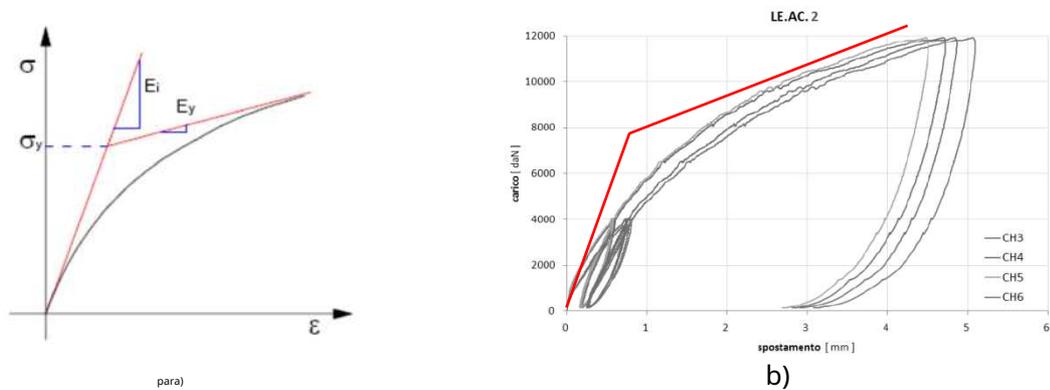


Figura 13: ligação constitutiva

Em apoio ao que foi afirmado, um primeiro intervalo com um módulo de elasticidade tangencial inicial pode ser introduzido para o sistema conectado E_i e um segundo intervalo com módulo plástico E_i . Os ensaios, entretanto, são capazes de fornecer maiores informações principalmente no que se refere ao fenômeno da plasticidade elástica. Queremos agora nos deter neste aspecto e para isso será útil introduzir curvas referentes aos valores de escorregamento obtidos a partir da média dos 4 transdutores de deslocamento. A amostra LE.AC.2 foi escolhida, pois representa a tendência do deslizamento no topo da viga de madeira onde os conectores estão sujeitos a maiores valores de força e deslocamento. A Fig. 14 (a) mostra a curva experimental de força de deslizamento obtida como a média dos 4 transdutores para o primeiro ciclo de carregamento até 4000 daN e posterior descarregamento até zero. Uma vez que a carga tenha atingido um determinado nível, se esta for removida da amostra, observa-se que apenas uma parte da deformação pode ser recuperada (contribuição elástica), enquanto a parte restante permanece como deformação residual (contribuição plástica). Deve-se notar que a cota de deformação residual representa 30% da deformação máxima atingida com o primeiro ciclo e os 70% restantes concorrem para a deformação completamente reversível.

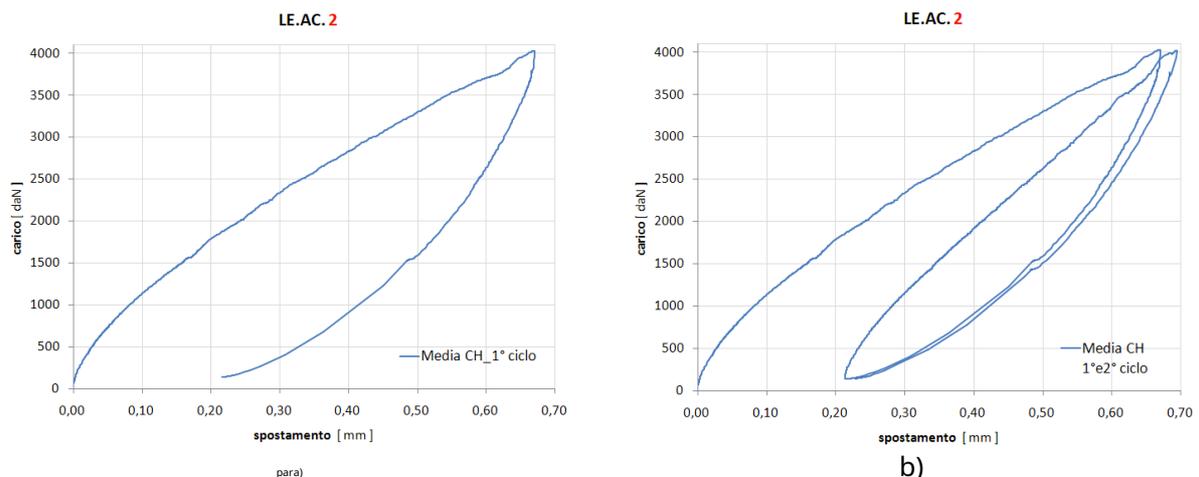


Fig. 14: Curva F_u para os 1º e 2º ciclos de carga e descarga do teste LE.AC.2, média dos canais.

Se o primeiro ciclo for seguido por um segundo ciclo idêntico, Fig. 14 (b), pode-se observar como o corpo de prova tende progressivamente para a curva do primeiro ciclo de carga. Tendo atingido o valor de 4000 daN pela segunda vez, a curva de descarga segue fielmente a da primeira descarga. Este aspecto denota um comportamento marcadamente elástico do qual a ligação pode depender. A prova desta última afirmação pode ser obtida observando a tendência do escorregamento médio de todo o teste esquematizado na Fig. 15.

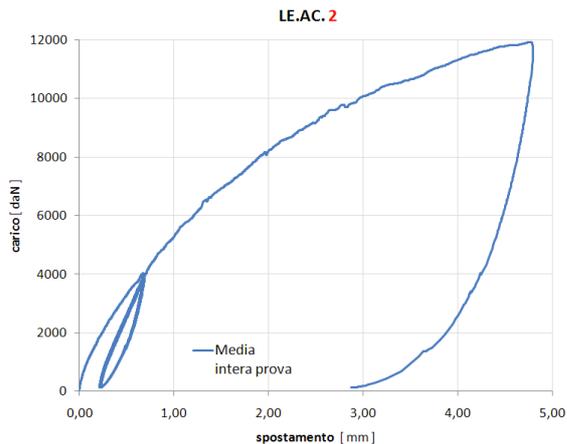


Fig. 15: Curva Fu de todo o teste, valores médios.

LE.AC. 2				
Campione	prova	fase	carico CH2 daN	scorrimento media mm
LE.AC.2	02_01_acc	1° carico	1999	0,242
			3992	0,659
		2° carico	1999	0,411
			4000	0,689
		3° carico	1999	0,432
			3992	0,698
			11930	4,777

Tab. 4*: Valores numéricos médios de todo o teste.

a curva carga-deslizamento do terceiro ciclo refaz os passos da segunda carga e continua para sucessivos incrementos de força com uma tendência não linear até o final do teste. Na aba. 4* é possível observar os valores numéricos característicos para esta amostra tendo como referência sempre o valor médio do escorregamento. Observe como a fluência média no final do segundo ciclo (0,689 mm) difere apenas 4% em relação à registrada no final do 1º ciclo (0,659 mm) e em apenas 1% em relação ao final do 3º ciclo (0,698 mm). Estas considerações confirmam a hipótese de comportamento elástico-plástico assumida inicialmente.

2.4.5 LE.AC.3

Para a terceira e última amostra previu-se um ensaio semelhante ao da amostra 2, que difere desta última pela reduzida velocidade de aplicação da carga com a qual foi realizada. Na fig. 16 (a) mostra a curva carga-tempo referente ao corpo de prova 3, enquanto na fig. 16 (b) é possível observar a comparação entre os três corpos de prova. Esta última imagem confirma a hipótese inicial de ter tomado o corpo de prova 1 como teste para as 2 amostras seguintes. A critério do leitor, este último teste pretende investigar os efeitos de uma velocidade de carregamento menor no sistema.

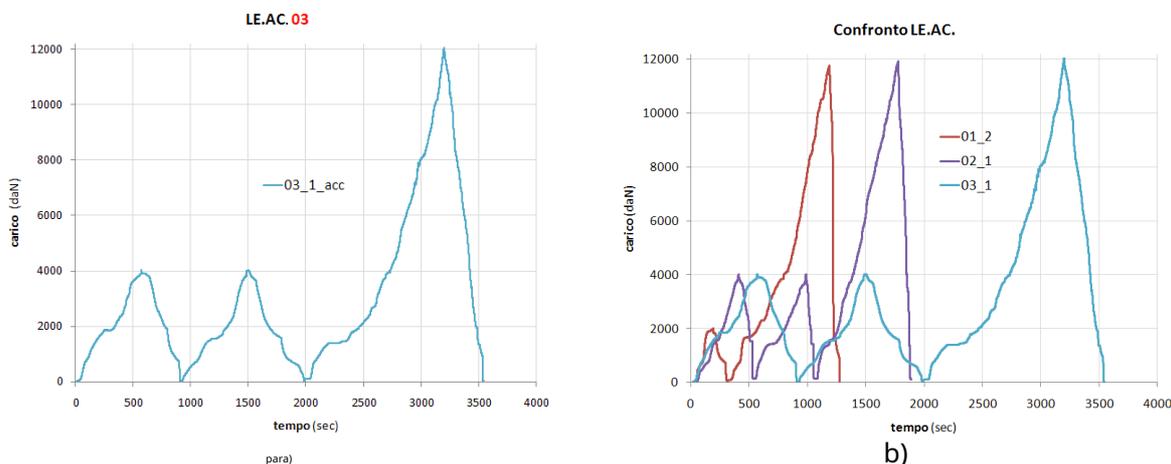


Fig. 16: à direita, o modo de teste da amostra LE.AC.3. À esquerda, a comparação com os outros 2 espécimes.

Também neste teste os transdutores medem o encurtamento das hastes e portanto foram obtidas 4 curvas com valores de deslocamento todos positivos. Como se pode observar pelas curvas F-u (Fig. 17), e pelos dados numéricos da Tab. 5, o canal 4 apresenta uma tendência atípica, não atribuível a comportamentos típicos apresentados em todos os testes apresentados até agora. A razão para este movimento excessivo pode ser atribuída a algum erro durante o teste, talvez devido a um desalinhamento que tirou a haste do transdutor do eixo. Apesar de estranho, não se pode descartar uma possível falha de alguns conectores que poderia ter causado um deslizamento maior do sistema. No entanto, esse fato é implausível em virtude da lentidão com que o teste foi realizado.

Para poder comparar os dados e fazer uma comparação entre testes semelhantes, tab. 5 os valores numéricos característicos resultantes da 3ª amostra em que a média se refere a três canais com exceção do canal 4.

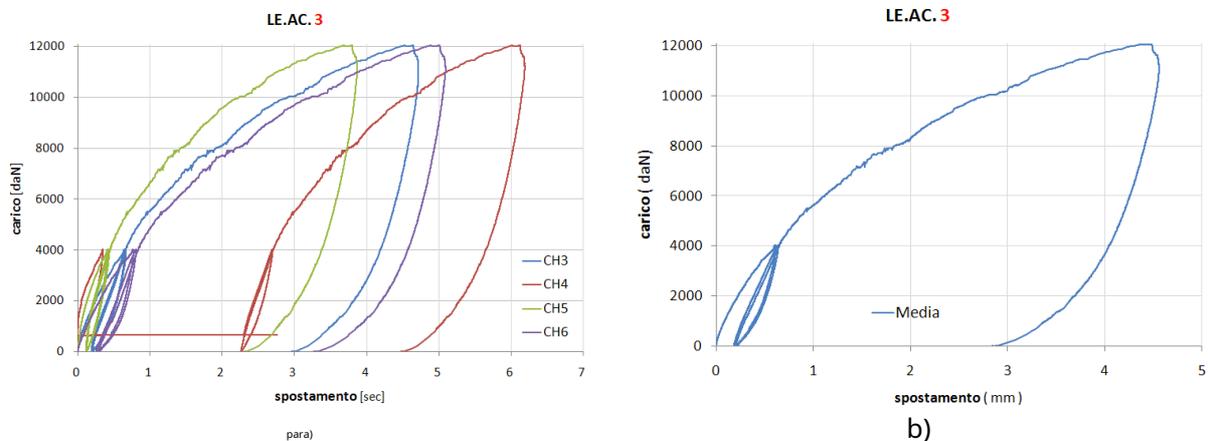


Figura 17: Curva Fu para o teste LE.AC.3, média dos canais.

LE.AC. 3								
Campione	prova	fase	carico daN	scorrimento				
				CH3 mm	CH4 mm	CH5 mm	CH6 mm	media mm
LE.AC.3	03_01_acc	1° carico	1999	0,243	0,051	0,128	0,301	0,224
			4007	0,64	0,34	0,406	0,756	0,601
		2° carico	1999	0,404	2,439	0,219	0,534	0,386
			4000	0,656	2,689	0,429	0,795	0,627
		3° carico	1999	0,426	2,46	0,236	0,584	0,415
			3998	0,666	2,706	0,448	0,835	0,650
		11935	4,384	5,888	3,555	4,743	4,227	

Tab. 5: Valores numéricos do teste LE.CA.3.

O comportamento do provete 3 não introduz novidades quanto ao comportamento mecânico demonstrado pela ligação em todos os ensaios, uma vez que se assume que o canal 4 resulta de um resultado anômalo imputável a motivos de outra natureza. O comportamento é elástico linear dentro de determinados valores de força e então assume um caráter elástico não linear até o valor de força máxima convencional atingido nos ensaios.

2.4.6 Conclusões

Foram estudadas três amostras submetidas a diferentes testes conduzidos em controle de força. Cada teste foi usado para investigar os principais aspectos dos quais o fenômeno depende. Compreendeu-se, graças à observação da tendência de escorregamento à medida que a carga varia, que a ligação tem uma natureza elástica não linear e presumivelmente pode ser esquematizada por meio de um modelo bilinear com encruamento assumindo dois valores de rigidez diferentes.

Os testes realizados destacam os aspectos críticos do comportamento dos materiais envolvidos, mas são de pouca utilidade quando se deseja investigar mais a fundo. De fato, muito se tem falado sobre a resposta dos corpos de prova às cargas aplicadas e correspondentes deslizamentos, mas ainda não se fala em estado de tensões e deformações. O estado de tensão que é gerado nos materiais, para quaisquer valores de força e deslizamento, pode ser quantificado por meio da ciência das construções por meio de formas que contemplam relações de equilíbrio simples. Outras fontes são representadas por formulações de regulamentos que tratam da ligação mista madeira-concreto por meio de conectores metálicos através das experiências conduzidas por diversos autores como por exemplo Professor Turrini (Universidade de Pádua) e Piazza (Universidade de Trento), Professor Gelfi (Universidade de Brescia) e muitos outros na Itália. Em primeiro lugar, no entanto, foi Johansen que em 1949 propôs uma abordagem para a capacidade de carga da conexão com conectores de haste cilíndrica (**modelo de rendimento europeu**) obtido a partir de considerações simples sobre o equilíbrio no estado limite, com a hipótese de um

comportamento rígido-plástico para ambos os materiais. Esta abordagem, posteriormente aperfeiçoada por vários investigadores (Möller, 1950; Aune, 1966; Larsen, 1977), é hoje a base do cálculo da resistência das ligações de diversas normas técnicas nacionais e internacionais (DIN 1052:2004, EN 1995: 2004, documento Nicole).

Evidências experimentais mostraram que alguns dos mecanismos de falha, que ocorrem em uma conexão de madeira com conectores de haste cilíndrica, estão associados aos fenômenos de rolamento de uma das duas peças de madeira conectadas e ao escoamento (dobra) da haste do conector de metal, com a formação de uma ou mais dobradiças plásticas. Esses conceitos serão retomados a seguir com referência à introdução de modelos numéricos de elementos finitos, com os quais é possível investigar os aspectos de tensões e deformações da ligação não disponíveis nos ensaios experimentais.

3 Rigidez da conexão

3.1 Introdução

No capítulo 2, foram descritos os testes de push-out realizados no passado no sistema conectado madeira-concreto por meio de conectores secos Al-fer, e os dados de saída desses testes foram amplamente discutidos. Com a lógica de entender o que acontece nos materiais com referência sobretudo às tensões, foi elaborado um modelo de elementos finitos utilizando o programa straus 7. A introdução de modelos numéricos é uma oportunidade tanto no que diz respeito ao estudo de mecanismos locais não investigados por meios dos dados disponíveis dos testes experimentais, tanto para testar diferentes configurações de conexões que na realidade são onerosas em termos de tempo e recursos econômicos.

Surge agora a necessidade de fazer referência a certas curvas carga-deslocamento dos ensaios experimentais para poder fazer comparações com os resultados numéricos.

3.2 Espécimes de referência

No âmbito deste capítulo é significativo referir os valores médios de deslizamento dos provetes 2 e 3 uma vez que os ensaios efetuados são muito semelhantes entre si e os resultados são suficientemente comparáveis. A bondade do que é reivindicado pode ser vista na Fig. 18 em que os valores médios dos 4 transdutores dos dois testes comparados, LE.AC. 2/3, estão em boa sintonia.

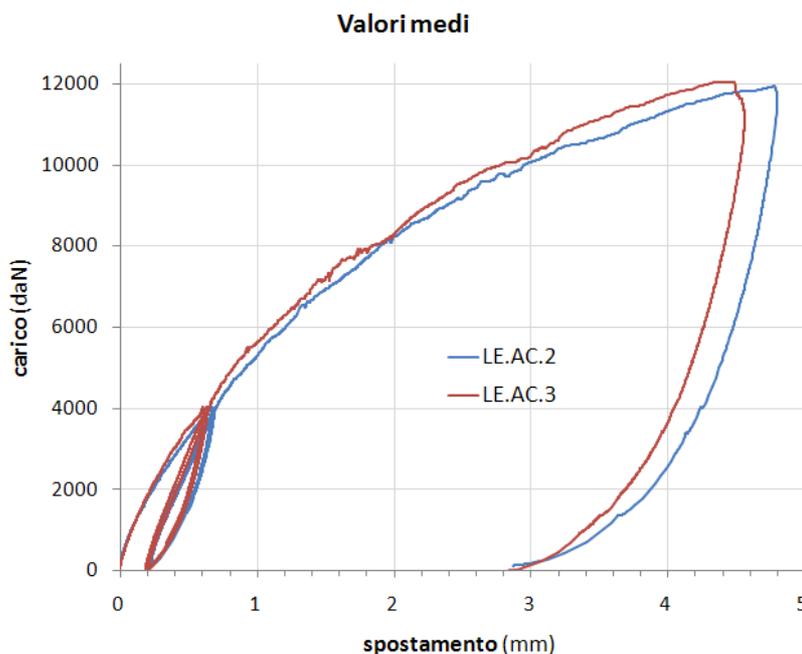


Figura 18: Valores numéricos médios dos testes LE.CA.2/3, (8 conectores).

Antes de analisar os modelos numéricos é necessário apresentar os modelos analíticos disponíveis na literatura, já antecipados nos parágrafos anteriores. Este fato torna-se indispensável tanto para poder configurar corretamente a modelagem FEM quanto para fazer comparações com experiências análogas.

3.3 Modelos analíticos para cálculo de rigidez e capacidade de carga

3.3.1 Conectores de pinos unidos à madeira com resina epóxi

Esta técnica deve-se aos nomes dos professores Turrini G. e Piazza M. e foi retirada dos artigos 5,6,7, da revista Recuperare (Milão, 1983). A técnica consiste essencialmente em fazer uma laje de concreto colaborar estaticamente com as vigas de madeira existentes, com o auxílio de conectores de pinos unidos à madeira com resina epóxi. Com base nos resultados dos testes realizados, os autores propuseram leis de comportamento capazes de representar o comportamento da própria conexão até estados de falha convencionais. Abaixo, algumas frases retiradas de artigos considerados de fundamental importância.

O conhecimento do comportamento estático da ligação é evidentemente essencial para efeitos de análise do comportamento global da estrutura mista de madeira e betão. Em particular, o **rigidez** a **resistência final** da conexão. A rigidez K é definida como a razão entre a intensidade da força mútua f (paralelo ao eixo da viga) transmitido através da conexão e deslocamento relativo v_{oc} (na direção do eixo) dos dois pontos conectados; por resistência última da conexão entendemos o valor máximo f_{voc} de falha convencional, atribuível à força f em si. Os parâmetros de rigidez e resistência da ligação estão diretamente relacionados ao comportamento da haste única de aço ancorada na viga de madeira em suas duas operações típicas, as chamadas de cisalhamento e axial.

Com o objetivo de comparar o comportamento da conexão, com conectores Al-fer e com pinos resinados, será feita referência à primeira operação ou ao corte. Nos artigos, os autores relatam dois tipos principais de operação:

- 1) Conector de cisalhamento;
- 2) Conector de cisalhamento e dobra.

A partir dos resultados dos experimentos nos pinos revestidos com resina, verificou-se que o comportamento do pino sob tensão de cisalhamento não depende praticamente do diâmetro do furo d_f , e como o comprimento da âncora e_u assume importância significativa apenas para valores inferiores a 8 vezes o diâmetro do pino d_{para} ; sobre isso, podendo ser fixado como limite prático mínimo $e_u \geq 10 d_{para}$, será possível considerar o comportamento do pino ao cisalhamento independente do comprimento de ancoragem.

O valor foi proposto como o valor final da resistência convencional T_{voc} da Força f que corresponde a um deslocamento de cerca de 1 mm (início de grandes deslocamentos) - e como valor constante da rigidez (no campo linear) o valor da secante W correspondente a um valor de força igual a 90÷95% do valor T_{voc} . As seguintes expressões experimentais podem então ser fornecidas para as duas grandezas consideradas, nas quais os fatores numéricos devem sempre ser entendidos como relativos a forças expressas em newtons e comprimentos em mm:

$$W = 0,08 E d_{para} \quad (1)$$

$$T_{voc} = 0,086 E d_{para} \quad (2)$$

Os parâmetros característicos da ligação de cisalhamento, previamente definidos, coincidem com os parâmetros identificados para a lingueta, podendo ser definidos:

$$K = F/u = W = 0,08 E d_{para} \quad (3)$$

$$f_{voc} = T_{voc} = 0,086 E d_{para} \quad (4)$$

No que diz respeito ao comportamento dos conectores de cisalhamento e flexão, estes podem ser rastreados até os pinos de cisalhamento, introduzindo um modelo analítico que estabelece a igualdade formal entre a expressão (3) e a análoga válida para a seção final de um **feixe longo no meio elástico**. Neste caso, a viga é constituída pela cavilha de aço e o meio elástico hipotético é constituído por madeira. A proposta de adoção dos chamados coeficientes de feixe **longo** deriva da observação da indiferença do comportamento em relação ao comprimento do pino. Indicando com E_{para} o módulo linear de elasticidade do aço e com J_{para} o momento de inércia da seção do pino e expressando o parâmetro de reação do meio elástico hipotético em relação à largura d_{para} na forma E/m (m puro número), a expressão de rigidez é obtida imediatamente W fornecida pelo modelo analítico:

$$W = E m^{-1} / \alpha \quad (5)$$

$$\alpha = [E / (4 m E_{para} J_{para})]^{1/4}$$

$$j_{para} = \frac{\pi d_{para}}{64}$$

Colocando agora a igualdade formal entre os segundos membros de (3) e de (5) obtemos:

$$m = 16,86 (E_{para}/E)^{1/3}$$

$$\alpha = 0,7513 \text{ dia}_{para} (E_{para}/E)^{1/3}$$

resultando assim na definição dos parâmetros característicos do modelo analítico introduzido.

A expressão final da rigidez é dada pela conexão de flexão e cisalhamento: $k = qW$

(6)

$$q = 3 [(ah_{ou}-1)^3 + 4]^{-1}$$

onde W é a rigidez de cisalhamento usual do pino dada por (3) ou (5) e q representa um fator de redução da expressão e h_{ou} é a altura da mesa intermediária.

Quanto ao valor da resistência convencional última, considerando que é proporcional a um valor de deslocamento, pode-se ainda questionar:

$$f_{você} = q T_{você}$$

(7)

onde T_u é dado por (2).

A partir das experiências dos professores Piazza M. e Turrini G., foram obtidos modelos analíticos de pinos fixados em madeira com resina, que podem ser comparados tanto em rigidez quanto em resistência última com os obtidos em testes do sistema com conectores secos Al-fer srl. O modelo analítico que acaba de ser apresentado refere-se, no entanto, ao comportamento de uma única barra de aço, enquanto nos ensaios experimentais realizados no conector Al-fer os provetes são constituídos por 8 conectores. A comparação é, portanto, possível desde que seja possível trazer os testes experimentais Al-fer de volta para um único conector. Este fato é aceitável se nos referirmos aos corpos de prova 2 e 3 em que os transdutores de deslocamento, conforme mencionado no parágrafo 2.4.3, detectam o deslizamento dos conectores na extremidade da viga.

As curvas força-deslocamento, Fig. 19, do conector seco Al-fer srl simples são apresentadas a seguir. Estes foram obtidos considerando os corpos de prova 2 e 3 e referindo-se aos valores médios de escorregamento e dividindo a carga aplicada na estrutura por 8 por simplicidade e cumprimento das hipóteses de equilíbrio.

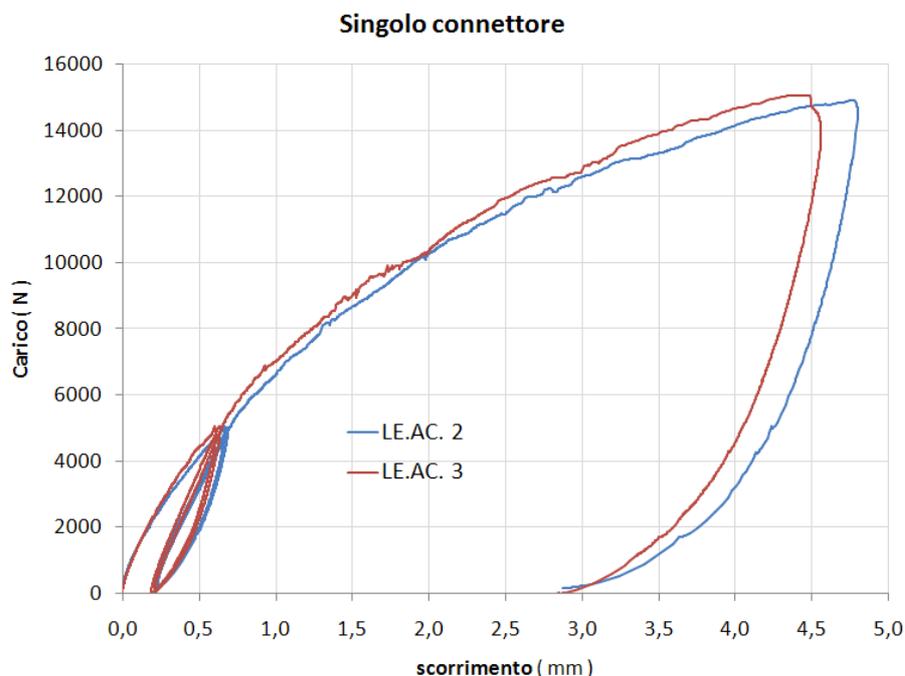


Figura 19: Valores numéricos médios dos testes LE.CA.2/3 em um único conector.

O modelo analítico do pino resinado requer a definição de parâmetros que dizem respeito exclusivamente à madeira e ao pino. Estas, como já referido, são constituídas por barras de aço com aderência melhorada e pode assumir-se um valor de módulo de elasticidade de 200.000 Mpa.

Para a madeira, pode-se razoavelmente supor uma terceira categoria (C18) e um valor do módulo de elasticidade paralelo às fibras igual a 8000 Mpa, valor justificado pela presença de fissuras evidentes ao longo das vigas, Fig. 10 (c). Assumidas as hipóteses anteriores, por meio do modelo analítico apresentado, é possível fazer uma comparação entre um pino resinado de 16 mm de diâmetro e o comportamento apresentado pelos ensaios experimentais no conector seco Al-fer.

• Suposições assumidas:

Módulo de elasticidade da madeira	$E = 8000$	Mpa
Módulo de elasticidade da viga	$E_{para} = 200000$	Mpa
Diâmetro da viga	$d_{para} = 16$	milímetros
Altura da prancha	$h_{ou} = 25$	milímetros

• Comportamento de cisalhamento:

rigidez inicial	$W = 10240$	Mpa
resistência final	$T_{você} = 11008$	Mpa

• Comportamento de cisalhamento e flexão:

rigidez inicial	$k = 8127$	Mpa
resistência final	$f_{você} = 8373$	Mpa

A Fig. 20 mostra a comparação entre as curvas experimentais e o modelo analítico para um pino resinado de 16 mm de diâmetro.

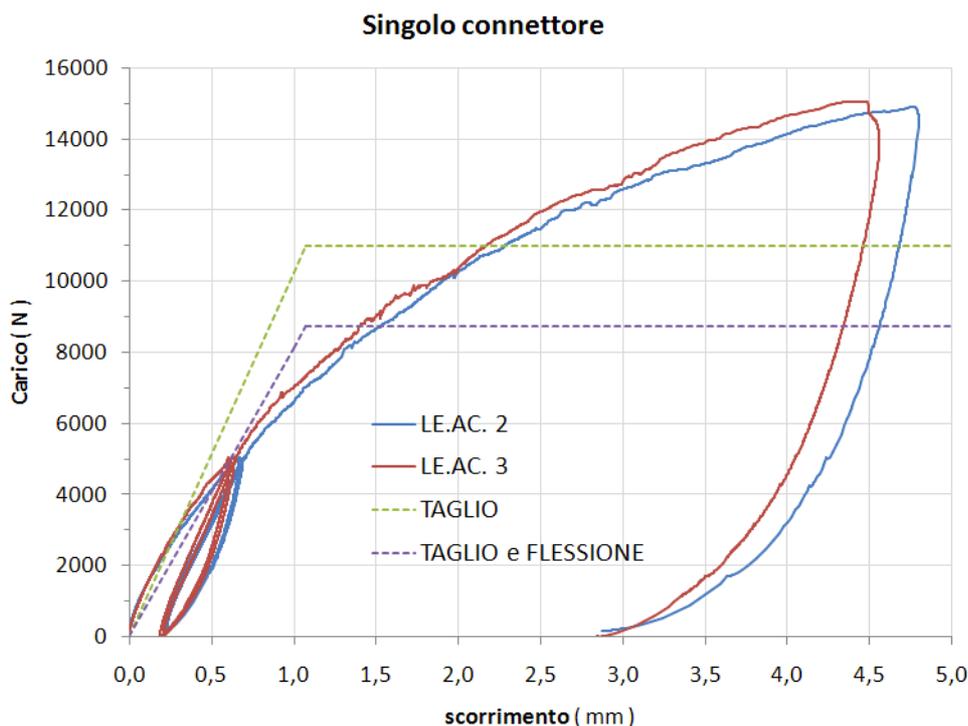


Figura 20: Comparação entre os ensaios experimentais e o modelo analítico de um stud abobadado.

As seguintes observações podem ser feitas:

- 1) o conector seco Al-fer tem uma alta rigidez inicial, e justamente por isso se aproxima de um pino resinado de 16 mm de diâmetro com comportamento de cisalhamento. O modelo de cisalhamento e flexão é muito conservador para valores de carga baixos, enquanto a curva experimental tende ao pino de cisalhamento e flexão para valores de força de cerca de 5000 N;
- 2) ambos os modelos analíticos são muito conservadores em relação aos valores de resistência última, resultando inadequados para uma comparação com o conector Al-fer;

Podemos acrescentar uma reflexão sobre as causas que levam a uma alta rigidez inicial. Este facto deve-se provavelmente a um efeito coercivo que se verifica entre a viga de madeira e o tablado intermédio, devido ao facto de o conector Al-fer ser dotado de um rebaixo que comprime o

o tabuado à própria viga. Na Fig. 21 podemos apreciar o que foi dito. O conector, cujo corpo central é cônico reverso (tem diâmetro de 11,5 mm no extradorso da viga e 12 mm na ponta), pode funcionar como tampa de pressão. Em nossa opinião, este efeito é capaz de gerar um atraso no deslizamento gerando assim uma alta rigidez tangente à origem.

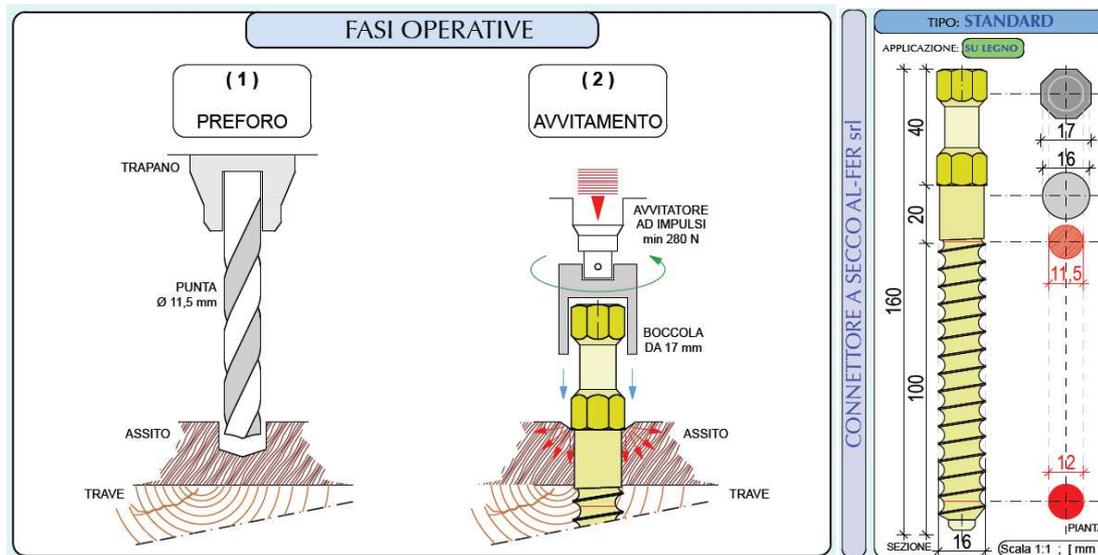


Figura 21: Fixação do conector seco Al-fer srl

3.3.2 Conectores secos dentro de furos calibrados

Esta segunda técnica de conexão foi estudada em detalhes pelo professor Piero Gelfi, da Universidade de Brescia. Como o método Turrini, a estaca é feita com uma barra (agora lisa) de aço de reforço, mas difere desta porque a resina é removida. A fixação do pino na viga de madeira é obtida fazendo-se um furo calibrado, cerca de um ou dois mm menor que o diâmetro do conector.

O estudo realizado pelo Prof. Gelfi e equipe diz respeito à modelagem teórica da ligação entre laje e viga feita com degraus secos com tábuas interpostas. A abordagem origina-se de um estudo teórico e experimental para os conectores stud de perfis mistos de aço e concreto (Gelfi e Giuriani 1987), em que o comportamento inicialmente elástico do conector e o comportamento de falha com a formação de dobradiças plásticas são modelados no conector eixo. Os resultados da modelagem teórica são comparados com os resultados experimentais obtidos em Gelfi e Giuriani 1995 e Gelfi et al. 1995.

AVALIAÇÃO TEÓRICA DA RIGIDEZ DA CONEXÃO

O comportamento da estaca, Fig. 22 (a) é idealmente traçado ao clássico da viga sobre solo elástico, Fig. 22 (b), tanto na seção imersa no concreto quanto na seção cravada na madeira. A seção correspondente ao tablado interposto entre a laje e a viga é considerada livre, uma vez que o tablado não está rigidamente constrangido à vigota e a cavilha atua neste trecho num meio muito maleável visto que se trata de esforços perpendiculares às fibras.

Para a rigidez k_w poucos resultados experimentais estão disponíveis para madeira. De acordo com os ensaios realizados pelos autores, a rigidez na faixa elástica na direção paralela às fibras, definida como a razão entre a resistência da interface pino-madeira por unidade de comprimento do pino e o deslocamento relativo tem, por a espécie de abeto, pode assumir um valor de cerca de 1300 Mpa e não parece depender significativamente do diâmetro do ganhão.

A rigidez do concreto k_c foi estudado em detalhes (em Gelfi e Giuriani 1987), onde é relatado foi proposto $k_c = E_c / b$ com $b = 2,5 \div 3,3$ de acordo com a relação entre o diâmetro e a distância do centro dos pinos.

Supõe-se que o perno tenha comprimento ilimitado tanto em betão como em madeira, Fig. 22 (c), uma vez que a profundidade das áreas perturbadas, onde as deformações são significativas, é modesta e comparável ao comprimento de cálculo geralmente adotado para o perno.

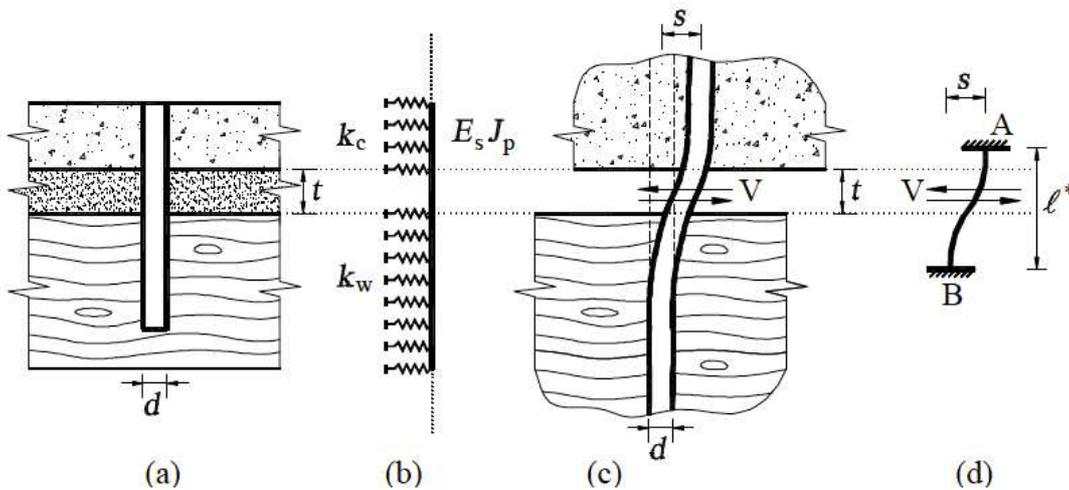


Figura 22: Modelo para calcular a rigidez da ligação

Recorrendo às soluções clássicas da teoria da viga sobre terreno elástico, impondo a continuidade da deformação do poste sob o efeito do deslocamento relativo s entre o betão e a madeira, Fig. 22 (c), é possível obter a rigidez k da conexão como a razão entre a ação de cisalhamento V e o deslocamento s :

$$k = \frac{12 \cdot E_s J_p}{4 \cdot \left(\frac{1}{3 \cdot k_c} + \frac{1}{3 \cdot k_w} + \frac{1}{3 \cdot E_s J_p} \right)} \quad (8)$$

onde t é a espessura do painel interposto e $E_s J_p$ a rigidez à flexão do pino.

É possível chegar a uma formulação mais simples, que se aproxima bastante da solução exata, impondo que a rigidez da ligação seja igual à do pino duplamente cunhado de comprimento ideal l^* , Fig. 22(d):

$$k = \frac{12 \cdot E_s J_p}{l^{*2}} \quad (9)$$

$$l^* = \frac{\sqrt{12 \cdot E_s J_p}}{k} \quad (9')$$

A função $\#$ pode ser expandida em série de Taylor em torno dos valores de referência k_c , k_w , $E_s J_p$ e t das quatro variáveis:

$$\# = \#(k_c, k_w, E_s J_p, t) = \#(k_c^0, k_w^0, E_s J_p^0, t^0) + \frac{\partial \#}{\partial k_c} (k_c - k_c^0) + \frac{\partial \#}{\partial k_w} (k_w - k_w^0) + \frac{\partial \#}{\partial E_s J_p} (E_s J_p - E_s J_p^0) + \frac{\partial \#}{\partial t} (t - t^0) + \dots$$

É possível verificar que os termos dependentes das derivadas maiores que a primeira ordem, direta e mista, são desprezíveis e assim param a série nos termos de primeira ordem.

Assumindo os valores mais comuns para os valores de referência da rigidez do betão e da madeira, da espessura do tablado interposto e do diâmetro da pilastra:

- $k_c = 10000 \text{ MPa}$;
- $k_w = 1300 \text{ N/mm}^2$;
- $E_s J_p = 25 \text{ mm}$;
- $t = 16 \text{ mm}$

Nós temos:

$$- 17,3 - 0,000572 - 0,00894 e'' \quad " \quad 0,880 \quad 4,34\% \quad (10)$$

com k expresso em Mpa, t em mm.

É possível obter uma simplificação adicional considerando que variações significativas de k levam a variações insignificantes de k . Portanto, colocando $k = 10000 \text{ N/mm}^2$, (10) pode ser reescrita Da seguinte maneira:

$$- 11,6 - 0,00894 \quad " \quad 0,880 \quad 4,34\% \quad (11)$$

O erro cometido na avaliação de k com (10) e (11) é inferior a 5% se os parâmetros dentro das faixas de interesse prático:

$$7000 < k < 14000 \text{ N/mm}^2 ; 900 < t < 1300 \text{ N/mm}^2 ; 12 < d < 20 \text{ mm} ; 0 < t < 50 \text{ mm}.$$

Essa imprecisão leva a um erro máximo de 14% na avaliação da rigidez k da conexão.

Note que a expressão de k não pode ser reduzido diretamente a uma relação linearmente dependente das variáveis, k , d , t pois é fortemente influenciado pelos termos contendo as derivadas mistas e as derivadas de ordem superior das variáveis de t .

No caso de conectores com diâmetro $d = 16 \text{ mm}$ com tábuas interpostas, a reta teórica praticamente coincide com o primeiro trecho das curvas experimentais.

AVALIAÇÃO TEÓRICA DA FORÇA FINAL DA CONEXÃO

O comprimento de inserção na madeira e no concreto adotado na prática construtiva é geralmente tal que permite atingir a resistência máxima do pino que ocorre quando um mecanismo de colapso é formado com duas dobradiças plásticas (Gelfi et al.1995 e Gelfi e Giuriani 1987). No presente trabalho, a avaliação teórica da resistência da ligação refere-se a esta situação de um poste com comprimento de inserção suficiente na madeira e concreto para a formação de um mecanismo de colapso com duas dobradiças plásticas, considerando também a presença do espessura interposta t , Fig. 23.

A formulação representa uma extensão da teoria desenvolvida para ligações aço-concreto (Gelfi e Giuriani 1987) e da teoria proposta por Johansen (1949), chamada de "European Yield Model", adotada pelo EC5, referente madeira-madeira e madeira - placas metálicas.

Considera-se apropriado referir-se ao conceito de comprimento efetivo introduzido em (Gelfi e Giuriani 1995). A capacidade de carga do pino é de fato igual à resultante da pressão do rolamento $R_{p,1}$ na madeira atuando no comprimento efetivo ou a pressão do mancal $R_{p,2}$ no concreto atuando no comprimento efetivo (Fig. 23). A estaca deve então ter um comprimento adicional mínimo de afundamento na madeira e no concreto (respectivamente e_1 e e_2 na Fig. 23) para que o mecanismo de colapso possa ser estabelecido com duas dobradiças plásticas (Fig. 23 a) que permite atingir a capacidade máxima de carga.

Como não há cisalhamento em correspondência com as dobradiças plásticas A e B onde o momento fletor do pino é máximo (Fig. 23c), o equilíbrio da seção AB (Fig. 23d) é expresso pela equação:

$$R_{p,1} \frac{e_1}{2} - R_{p,2} \frac{e_2}{2} - M_p < 0 \quad (12)$$

e_1, e_2 : comprimentos efetivos laterais do concreto;
 M_p : momento de resistência plástica do pino;
 $R_{p,1}, R_{p,2}$: resistência à infiltração de concreto e madeira;
 resistência última da conexão para cada degrau.

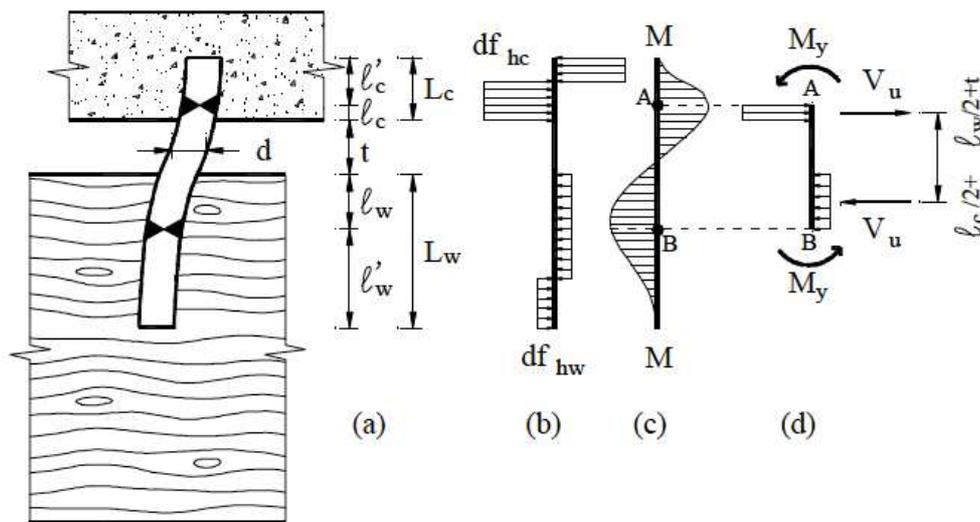


Fig. 23: Mecanismo de colapso e modelo para cálculo da resistência do pino

De (12), sendo a resistência última da conexão para o degrau único:

$$R_u = \frac{M_{pl,y}}{l_w} \quad (12')$$

e sendo:

$$M_{pl,y} = \frac{f_{ty} A_{s,y} l_w}{\gamma_{M2}} \quad (12'')$$

o comprimento efetivo da seção fixada na madeira pode ser obtido:

$$l_w = \frac{C_{\text{PARA}}}{C_{\text{DEUSA}}} \frac{f_{ty}}{f_{ty}} \frac{A_{s,y}}{A_{s,y}} \frac{l_w}{l_w} \quad (13)$$

Uma vez que o momento de resistência plástica do pino é dado pela relação conhecida:

$$M_{pl,y} = f_{ty} \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{M2}}$$

Cadê # é o limite de escoamento do pino, (13) pode ser escrito na forma mais expressiva:

$$R_u = \frac{f_{ty} W_{pl,y}}{l_w} \quad (14)$$

com:

$$W_{pl,y} = \frac{d}{4} \frac{C_{\text{PARA}}}{C_{\text{DEUSA}}} \frac{f_{ty}}{f_{ty}} \frac{A_{s,y}}{A_{s,y}} \frac{l_w}{l_w} \quad (15)$$

A resistência última do pino é então para (12') e (14):

$$R_u = \frac{f_{ty} W_{pl,y}}{l_w} \quad (16)$$

Ressalte-se que os comprimentos de inserção na madeira, iguais a seis diâmetros, são suficientes para o estabelecimento do mecanismo de colapso com duas dobradiças plásticas.

Agora, por meio das equações apresentadas, é possível estimar o comportamento da ligação com pinos fixados por meio de furos calibrados com o sistema que chamaremos de Gelfi. Uma comparação pode, portanto, ser feita com um pino Gelfi e o conector Al-fer. Como de costume, as expressões fornecidas são válidas para um único pino e, portanto, a comparação será feita em madeira semelhante à usada para os testes Al-fer e pino de 16 mm.

O conector Al-fer é feito de um aço com resistência ao escoamento duas vezes maior que uma barra de concreto armado lisa, mas ao longo de seu eixo a seção varia de um máximo de 16 mm a um mínimo de 11,5 mm. Estes dois aspectos, juntamente com o encontro e o efeito de tração discutido anteriormente, poderiam, e é isso que queremos demonstrar, conferir propriedades de resistência e rigidez superiores aos sistemas de ligação comuns com diâmetro constante igual ao diâmetro máximo do conector seco Al-fer.

COMPARAÇÃO DO SISTEMA GELFI E AL-FER DRY CONNECTOR

As hipóteses são relatadas a seguir, por meio do modelo analítico apresentado, para comparação entre um pino de 16 mm de diâmetro em furos calibrados e o comportamento apresentado pelos ensaios experimentais no conector seco Al-fer.

Suposições assumidas:

1) MADEIRA:

Tipo de abeto (classe C18)

Massa característica

Resistência ao

rolamento Rigidez

ρ_k	=	320	Kg/mc
f_{como}	=	35	Mpa
k_w	=	1300	Mpa

2) CONCRETO:

classe C25/30

Resistência ao

rolamento Rigidez

$f_{tensão,ca}$	=	25	Mpa
f_{hc}	=	120	Mpa
k_c	=	10000	Mpa

3) PEG:

Diâmetro do Peg

Resistência ao escoamento característica

Módulo elástico do pino

Momento de inércia do degrau

d	=	16	Mpa
f_y	=	350	Mpa
E_s	=	210000	milímetros
j_P	=	3217	milímetros ⁴

4) ASSISTIDO

altura da mesa

h_{ou}	=	25	milímetros
----------	---	----	------------

Rigidez do modelo analítico:

Comprimento ideal do degrau duplamente cunhado

[equação (10)]

rigidez inicial

[equação (9)]

	=	91	milímetros
--	---	----	------------

k_P	=	10611	N/mm
-------	---	-------	------

Resistência última do modelo analítico:

parâmetro adimensional.

[equação (15)]

Comprimento efetivo da seção cravada na madeira.

[equação (14)]

Comprimento efetivo da seção cravada no concreto.

[equação (12")]

resistência final

[equação (16)]

A	=	1.36	
-----	---	------	--

	=	22	milímetros
--	---	----	------------

	=	6	milímetros
--	---	---	------------

$V_{você}$	=	12223	Não
------------	---	-------	-----

A tendência de rigidez e resistência última do pino Gelfi pode, portanto, ser plotada sobrepondo-a aos valores experimentais do conector seco Al-fer, Fig. 24.

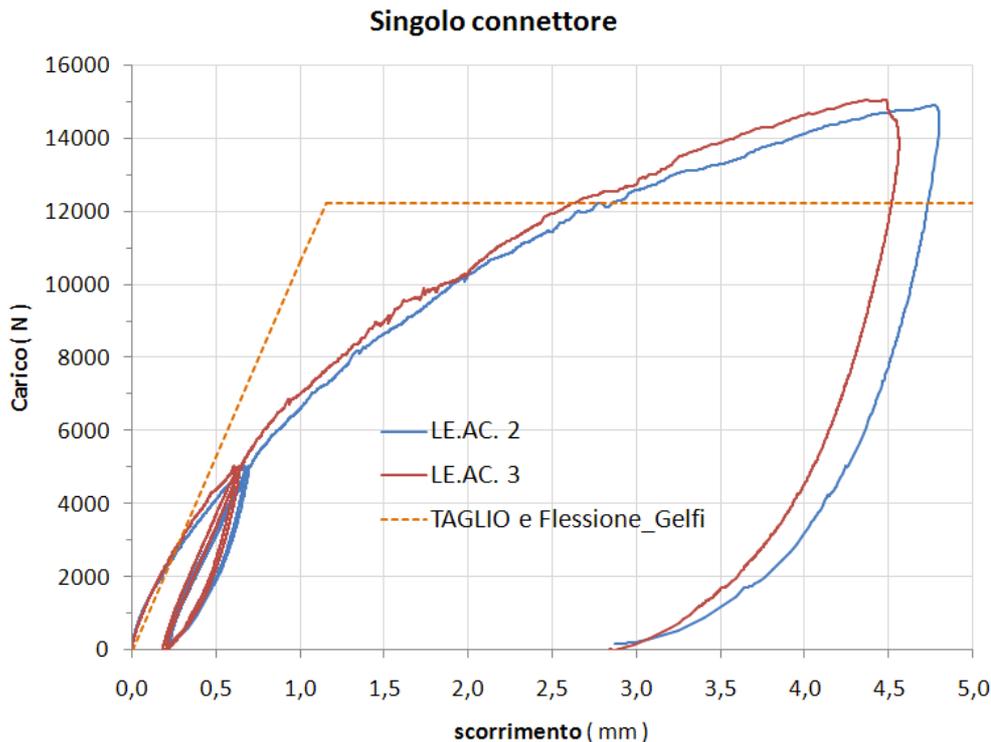


Figura 24: Curvas experimentais Al-fer e modelo analítico prof. Gelfi

As seguintes considerações podem ser feitas:

- 1) O modelo analítico proposto pelo professor Gelfi é sem dúvida mais completo do que o proposto para o comportamento de pinos resinados. Nesta última obtêm-se os parâmetros de rigidez e resistência, como para os studs em furos calibrados, a partir da teoria da viga longa em meio elástico;
- 2) O modelo analítico prevê uma formulação exata e outra mais simples, esta última prevê a utilização de um comprimento ideal que pode ser de grande ajuda para aplicações de MEF;
- 3) Assumindo que os valores assumidos para os materiais são ditados pelo bom senso e não são resultado de investigações adequadas, notamos uma boa correspondência com os dados experimentais Al-fer e a rigidez dos pinos em furos calibrados com diâmetro de 16 mm. O valor de rigidez inicial dos studs é de 10611 N/mm e a curva obtida com essa inclinação intercepta as curvas experimentais para valores de aproximadamente 3000 N, correspondendo aproximadamente à força de deslizamento a ser aplicada nos conectores em operação;
- 4) A ligação em pernos de φ 16 mm com tabuado interposto entre a laje e a viga tem um comportamento muito próximo dos conectores secos Al-fer no que se refere à rigidez inicial. Por outro lado, subestima a resistência última, de fato V foi obtido $V_{ocê}=12223$ N, incorreto em mais de 20% em comparação com os aproximadamente 15000 N do conector seco Al-fer;

3.3.3 Regulamentos

Em solo italiano, a legislação obrigatória está contida no texto da DM 14/01/08, também chamada de normas técnicas para construção "NTC 08". O capítulo 4.4 é dedicado às construções em madeira, e em particular o parágrafo 4.4.9 trata das ligações dos vários tipos de união (madeira-madeira, aço-madeira, etc...). Neste subcapítulo a norma explica que a capacidade de carga e a deformabilidade dos meios de ligação podem ser avaliadas com referência a normas de validade comprovada. Estes encontram-se no capítulo 12 da NTC 08, onde se explica que as indicações dadas nos seguintes documentos pretendem ser coerentes com os princípios que estão na base dos mesmos:

- Eurocódigos Estruturais publicados pelo CEN, com as especificações constantes dos Anexos Nacionais ou, na falta destes, no formulário internacional EN;
- Normas harmonizadas UNI EN cujas referências são publicadas no Jornal Oficial da União Europeia;
- Normas para testes, materiais e produtos publicadas pela UNI.

Após uma pesquisa realizada, os regulamentos úteis para este trabalho são:

- 1) CNR-DT 206/2007_Instruções para projeto, execução e controle de estruturas de madeira;
- 2) EC5_UNIEN1995-1-1-2009_Projeto de estruturas de madeira.

Examinando os regulamentos, fica claro que o modelo adotado é do tipo elástico-plástico perfeito, e o comportamento do meio de união é descrito por três parâmetros fundamentais:

- k_{LM} módulo de deslizamento instantâneo (em N/mm) para cada seção resistente ao cisalhamento e para cada meio de união, a ser usado no estado limite de exercício ;
- k_{8} módulo de escorregamento instantâneo (em N/mm) para cada seção resistente ao cisalhamento e para cada meio de ligação, a ser utilizado no estado limite de último ;
- $f_{v,Rk}$ capacidade de carga característica para pregos, cavilhas, cavilhas e parafusos, para plano de cisalhamento simples e para meios de união simples.

Uma primeira observação pode ser feita em relação à diferença com que os dois padrões mencionados determinam o parâmetro k_{LM} :

CNR 206/2007	EC5 2009
$k_{LM} = \frac{f_{v,Rk} \cdot \rho_m}{20}$	$k_{LM} = \frac{f_{v,Rk} \cdot \rho_m}{23}$

No qual ρ_m e ρ_m^k são respectivamente a densidade da madeira, média e característica. O número 2 se deve ao fato de que de acordo com a legislação para uniões madeira-concreto os valores de k_{LM} pode ser duplicado.

Quanto aos valores de k_{8} e $f_{v,Rk}$, os dois regulamentos estão em excelente acordo, as formulações propostas são relatadas abaixo.

Módulo de deslizamento para ULS:

$$k_{LM} = \frac{2}{3} \cdot k_{8} \quad (17)$$

O valor característico da capacidade de carga de juntas madeira-concreto, com conectores metálicos de haste cilíndrica, pode ser rastreado até as juntas madeira-aço com um plano de cisalhamento com placa **Grosso**. Esta hipótese requer que o sistema de ligação esteja suficientemente embutido nos dois materiais Fig 25, e que sejam garantidas as seguintes condições mínimas:

- $E_{Uw} \geq 6d$
- $E_{Uc} \geq 2.5d$

Quando:

- E_{Uw} é o comprimento de imersão da cavilha no elemento de madeira (Fig 25)
- E_{Uc} é o comprimento mergulhado do passador no concreto;
- D é o diâmetro do conector.

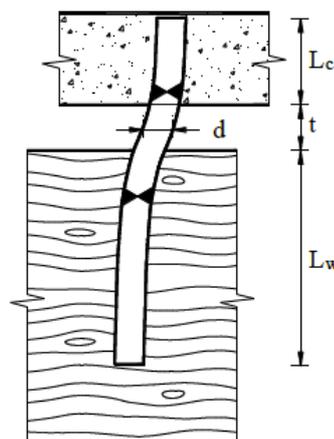
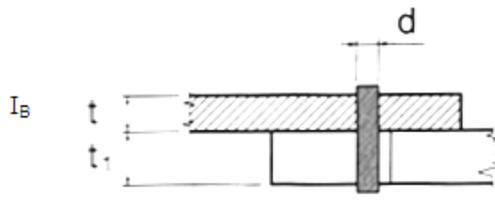
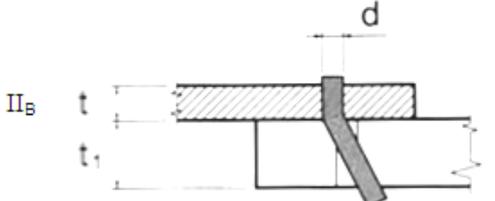
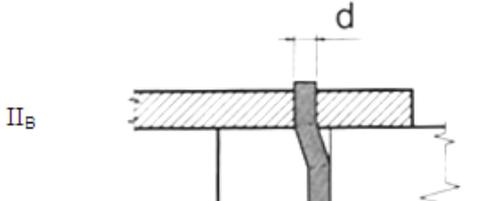


Fig. 25: Conexão feita com pinos com haste cilíndrica

O valor característico da capacidade de carga, para cada meio de união e plano de cisalhamento com chapa de aço **Grosso**, será assumido como o menor dos valores obtidos a partir das seguintes fórmulas:

Piastre spesse $t \geq d$	
Modi di rottura	Valori caratteristici di resistenza a taglio
 <p>I_B</p>	$R_k = f_{h,k} t_1 d$
 <p>II_B</p>	$R_k = f_{h,k} t_1 d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k} t_1^2 d}} - 1 \right]$
 <p>II_B</p>	$R_k = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,k} f_{h,k} d}$

Tab. 6: Modos de falha e valores característicos de juntas aço-madeira

Em que os termos contidos na tabela 6 têm o seguinte significado:

- R_k é a capacidade resistente característica, por plano de cisalhamento e por meio de união em função do modo de ruptura;
- f_{h,k} é a resistência característica à ebulição no elemento de madeira;
- t₁ é a menor das espessuras do elemento no lado da madeira, ou a profundidade de penetração;
- d é o diâmetro do meio de união;
- M_{y,Rk} é o momento de escoamento característico, para os meios de união;

Em última análise, a capacidade de carga pode ser determinada como o valor mínimo:

$$F_{V,Rk} = \min (R_{k,I_B}, R_{k,II_B}, R_{k,III_B}) \quad (18)$$

Esta abordagem, contida nas normas, foi proposta pela primeira vez por Johansen em 1949. As equações da capacidade portante da ligação com conectores de haste cilíndrica são obtidas a partir de simples considerações de equilíbrio no estado limite, com a hipótese de uma estrutura rígida comportamento -plástico para ambos os materiais. As formas de quebra que podem ocorrer em uma conexão são substancialmente as seguintes:

- **CaminhoI** Reabastecimento da parte de madeira;
- **CaminhoII** Sobrecarga da peça de madeira e escoamento simultâneo do conector metálico, com formação de dobradiça plástica;
- **CaminhoIII** Sobrecarga da peça de madeira e escoamento simultâneo do conector metálico, com formação de dobradiça plástica;

A formulação proposta por Johansen tem duas limitações fundamentais. O primeiro é de relativamente pouco interesse para as conexões de viga de madeira e laje colaborativa, enquanto o segundo é de indubitável interesse. Relativamente aos primeiros, o modelo não tem em conta alguns modos de colapso, nomeadamente da peça de madeira, associados à ocorrência de tensões ortogonais ao grão na madeira, e que podem determinar mecanismos de rotura frágeis. Esses mecanismos são, portanto, responsáveis por colapsos estruturais para valores inferiores aos previstos pelo modelo de Johansen. Já no que diz respeito ao outro limite, este é inerente ao próprio modelo de análise: o modelo é, portanto, capaz de prever, nas hipóteses formuladas, a carga limite à rotura mas não pode fornecer qualquer indicação sobre a deformabilidade da ligação nem, conseqüentemente, nas propriedades de rigidez e ductilidade da ligação. De fato, para a formulação da rigidez do vínculo ao documento NICOLE são utilizadas as normas CNR e EC 5, utilizando as fórmulas já citadas acima.

Agora temos todas as ferramentas para poder caracterizar o comportamento de um conector de haste cilíndrica de acordo com os modelos propostos pelas normas. É fácil, portanto, comparar um pino hipotético fixado em um meio de madeira, com características (supostas) comparáveis às usadas para os experimentos, e o conector seco Al-fer srl

Um pino equivalente com um diâmetro de 16 mm é primeiro analisado. Para o valor da resistência de carga da madeira, pode-se utilizar a expressão contida nas normas, para $\alpha=0$ (sentido paralelo às fibras):

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot 1 - 0,01 \% \text{ Não}^* \quad (19)$$

Enquanto para as características de rendimento do conector

$$f_{t,k} = 0,08 \cdot f_{h,0,k} \quad (20)$$

À semelhança dos capítulos anteriores, foram assumidas as seguintes hipóteses:

1) MADEIRA:

Tipo de abeto (classe C18)

Densidade característica $\rho_k = 320$ Kg/mc

Massa característica média $\rho_m = 380$ Kg/mc

Resistência de ebulição
[equação 19] $f_{h,0,k} = 22$ Mpa

2) TAMPÃO:

Barras de reforço com aderência melhorada (B450 C)

Diâmetro do conector de haste cilíndrica $d = 16$ milímetros

Comprimento de inserção na madeira $t_1 = 100$ milímetros

Limite de escoamento característico Limite $f_{y,k} = 450$ Mpa

de ruptura característico Momento plástico $f_{Rd} = 540$ Mpa

[equação 20] $\leq^* = 176947$ Nmm

Em que o comprimento de inserção na madeira, t_1 , Al-fer seco, ou 100 mm foi adotado em consonância com o do conector a

A partir do qual é possível obter os parâmetros de rigidez mecânica:

CNR 206/2007

EC5 2009

- Extensão KLM- 9159Q/SS

- Extensão KLM- 10306 Q/SS

- 8- 6106 Q/SS

- 8- 6870 Q/SS

Para os valores de capacidade de carga última, verifica-se:

CNR206/2007/EC5 2009

$T^*,_{UV}$ - 35267 Q/SS

$T^*,_{UUUV}$ - 17050 Q/SS

$T^*,_{UUUV}$ - 18169 Q/SS

W_{x,y^*} - 17050 Q/SS

Observe que o valor de K_{ser} , determinado por um ou outro regulamento difere em 12,5%. Muito já foi dito sobre a alta rigidez inicial do conector seco Al-fer, portanto, para fins de comparação, é usado o modelo EC5 versão 2009. Os valores numéricos são mostrados abaixo:

EC5-2009

- $Extensão_{KLM}$ - 10306 Q/SS

- δ - 6870 Q/SS

W_{x,y^*} - 17050 Q/SS

Ao relatar os parâmetros no gráfico usual, obtém-se a tendência da Fig. 26.

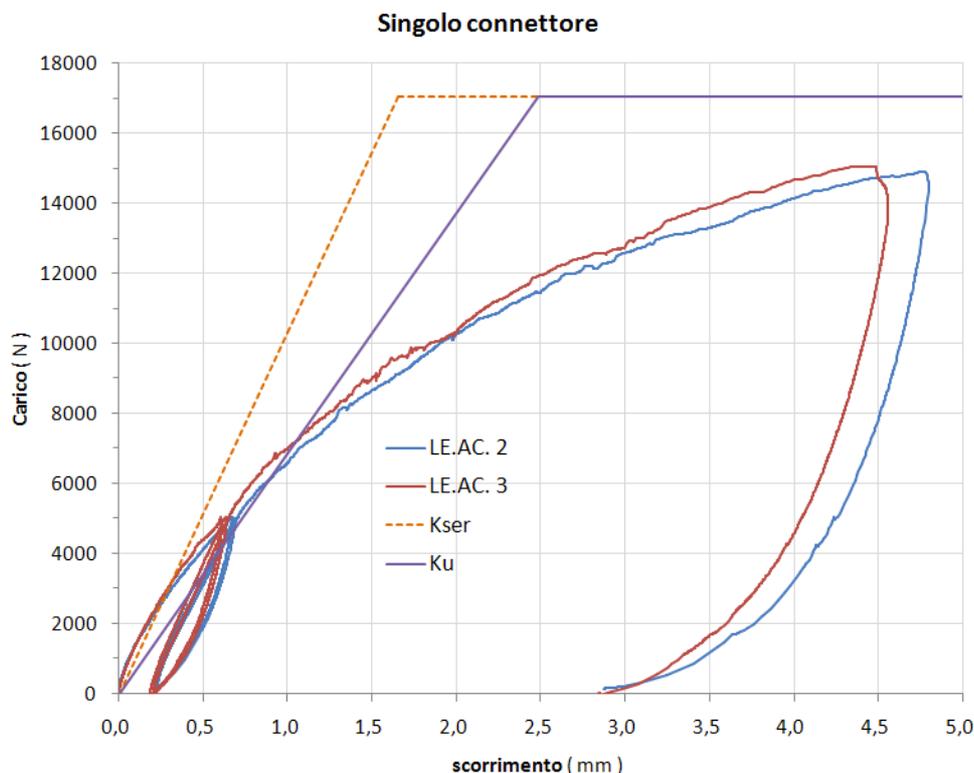


Figura 26: Conexão feita com plugues de haste cilíndrica EC5 2009

A hipótese de comparar o conector com um pino de 16 mm de diâmetro acaba sendo uma ideia válida se pararmos na observação das curvas até valores baixos da carga aplicada, em torno de 4000 N. Para cargas maiores, porém, é uma solução ruim, especialmente com referência à capacidade de carga final. De fato, de acordo com o modelo analítico proposto pela norma, o perno deveria, teoricamente, ceder com um modo de falha do tipo II, que prevê o transbordamento da madeira e a consequente formação de uma dobradiça plástica para cargas da ordem de 17.000 N Este valor é bem adicional aos aproximadamente 15.000 N obtidos experimentalmente. Deve ser lembrado que estes resultados são fortemente influenciados pela incerteza no meio de madeira, uma vez que foram estimadas características mecânicas arbitrárias.

É importante observar o que é relatado nas discussões do professor Gelfi a respeito do modelo analítico proposto pela legislação. De fato, ao contrário do que acontecia com os modelos analíticos

proposto por Gelfi e Turrini, o regulamento propõe um módulo deslizante, K_{ser} , que não leva em consideração o desprendimento devido ao tabuado. Nesta circunstância, por mais frequente que seja, o Eurocódigo fornece valores de rigidez que nem sempre favorecem a segurança Fig 27.

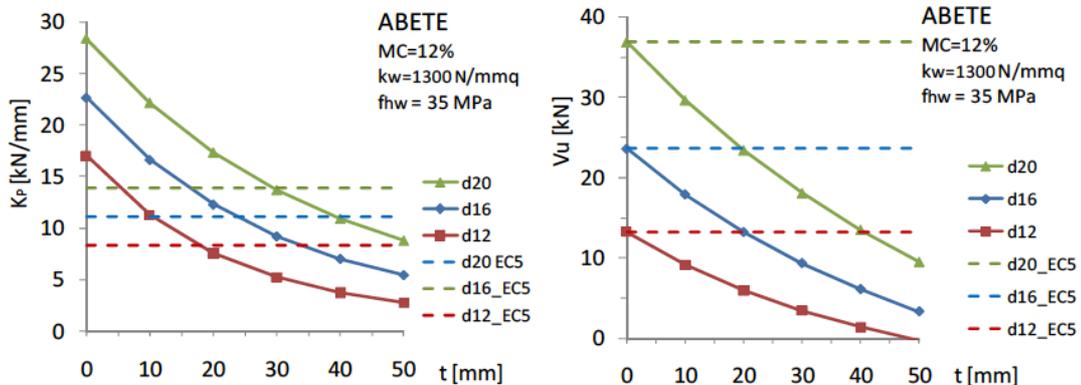


Fig. 27: Variação da rigidez e capacidade de carga da ligação em função do tablado Gelfi.

A imagem é retirada de uma publicação do prof. Gelfi e mostra claramente como a rigidez e a capacidade de carga da ligação dependem da espessura da tábu. É lógico esperar que para valores elevados de destacamento entre a laje e a viga de madeira haja uma penalização do sistema misto. Como mostra a imagem, para valores de prancha de cerca de 25 mm, a rigidez com o modelo Gelfi e o EC5 estão em boa concordância com os experimentos Al-fer, ou seja, há uma rigidez inicial k de cerca de 10.000 N. Embora não haja harmonia com os modelos analíticos e experimentais de Al-fer com referência à capacidade última. De acordo com os valores dos ensaios, a resistência última é de 15.000 N, valor que fica bem no meio dos valores obtidos pelos modelos analíticos (Gelfi em torno de 12.000 N e EC5 em torno de 17.000 N).

Vale mencionar uma segunda lacuna que, na opinião do articulista, é inerente ao regulamento, e que diz respeito ao concreto. Foi possível tratar a junta madeira-betão como uma junta aço-madeira assumindo que a laje se comporta como uma placa de aço espessa e infinitamente rígida. Este fato não é tão óbvio, pois, embora muito mais rígido, o concreto também está sujeito a fenômenos de infiltração. Este aspecto, que apenas o modelo analítico do professor Gelfi considera e que, portanto, pelas razões acima mencionadas, se acredita ser o mais válido para representar o fenômeno, mesmo que deva ser modificado para ser aplicado ao sistema misto com Al-fer conectores secos.

3.3.4 Comparação dos modelos analíticos propostos

Nos capítulos anteriores foram estudados vários modelos analíticos, cada um dos quais é capaz de descrever o comportamento mecânico de conectores metálicos fixados na madeira adequados para a criação de juntas madeira-concreto. Os diferentes sistemas não diferem muito em termos de tecnologia de construção, mas cada autor propôs sua própria formulação. Os vários modelos foram comparados com os dados experimentais dos conectores Al-fer, com o objetivo de medir a rigidez e resistência destes últimos. Abaixo está uma tabela resumindo as experiências realizadas a esse respeito para um conector equivalente com diâmetro de 16 mm.

Meio de união	Autor	modelo analítico	
		k [N/mm]	v [N]
pino revestido de resina	turrini	10240	11008
estaca seca	Gelfi	10611	12223
Plugue	regulamentos (Johansen, Nicole)	10306	17050

Tab. 7: Comparação de modelos analíticos usando uma união de aço de 16 mm de diâmetro

Pode-se observar que há uma boa concordância entre os valores de rigidez, enquanto a variação dos valores em relação à resistência à ruptura é significativamente evidente.

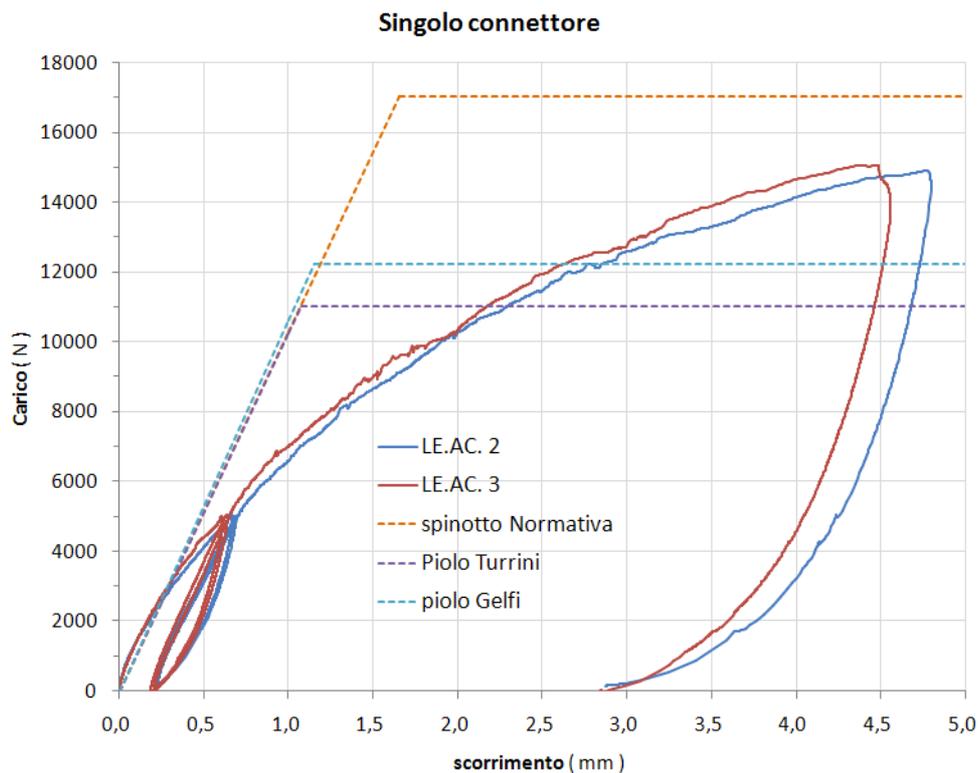


Fig. 28: Comparação entre testes experimentais e modelos analíticos para um meio de união de 16 mm de diâmetro.

De todos os experimentos realizados, conclui-se que não é possível descrever o comportamento do conector Al-fer seco usando os modelos conhecidos na literatura.

Pode-se pensar em usar o modelo analítico do professor Gelfi, no que diz respeito à estimativa da rigidez inicial. Este modelo, como já mencionado, é o mais completo, pois leva em consideração a rigidez de cada material que constitui o sistema misto e também considera a presença do contrapiso. No que diz respeito à capacidade de carga última do conector, pode-se pensar em adotar um modelo elástico-plástico de endurecimento capaz de refletir aproximadamente a curva de capacidade apresentada pelos ensaios experimentais.

3.3.5 Linearização da curva de capacidade

A análise de pushover ou análise de empuxo (literalmente pushover significa "empurrar mais") é um procedimento estático não linear usado para determinar o comportamento de uma estrutura diante de uma determinada ação (força ou deslocamento) aplicada.

Consiste em "empurrar" a estrutura até que ela entre em colapso ou um parâmetro de controle de deformação atinja um valor limite pré-estabelecido; o "impulso" é obtido pela aplicação de um perfil pré-estabelecido de forças ou deslocamentos de forma monótona.

Esta técnica é utilizada para obter uma previsão precisa e realista da resposta sísmica de uma estrutura, e requer a utilização de ferramentas de análise que permitam compreender o seu comportamento não linear e a sua evolução ao longo do tempo.

A capacidade de uma estrutura depende das capacidades de resistência e deformação de seus componentes individuais.

A curva de capacidade define a capacidade da estrutura independentemente de qualquer demanda sísmica específica (na verdade não é feita referência à ação sísmica) e, portanto, descreve as características intrínsecas do sistema resistente; em outras palavras, é uma espécie de ligação constitutiva simplificada da estrutura.

Mas foi exatamente isso que foi feito para o conector seco Al-fer. De fato, nos capítulos anteriores, fizemos uso extensivo da curva de capacidade exibida pelo sistema e, a seguir, voltamos às curvas que representam o comportamento do conector único.

Quando pretendemos analisar a resposta de estruturas reais, podemos simplificar ainda mais o problema

linearizar por partes a resposta do sistema e, portanto, sua curva de capacidade, adotando aproximações bilineares ou trilineares conforme mostrado a título de exemplo na Fig. 29.

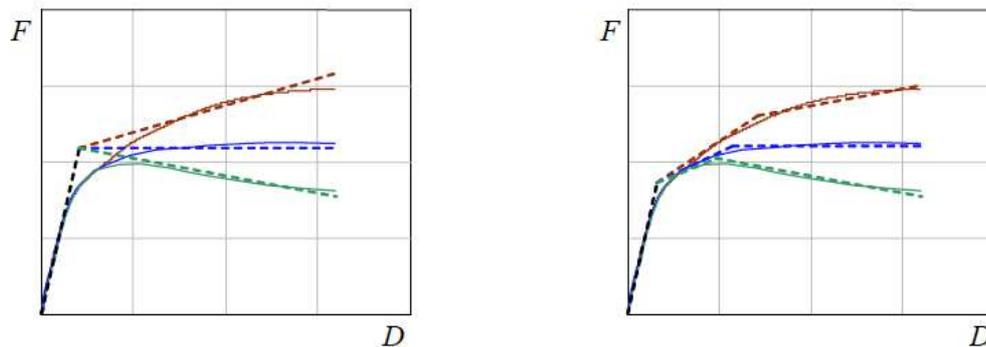


Figura 29: Linearizações bilineares (à direita) e trilineares (à esquerda) da curva de capacidade de um sistema real.

Esta é apenas uma forma escolhida de apresentar algumas linearizações possíveis e não uma condição necessariamente a ser cumprida. De fato, não existe um critério único para linearizar a curva de capacidade. Por exemplo, diferentes métodos de análise estática não linear empregam critérios diferentes. Em princípio, a aproximação é tanto mais precisa quanto mais o segmento linear "segue de perto" a tendência curvilínea real em torno do ponto que representa a resposta esperada.

A título de exemplo, a Figura 30 mostra algumas linearizações diferentes de uma mesma curva de capacidade.

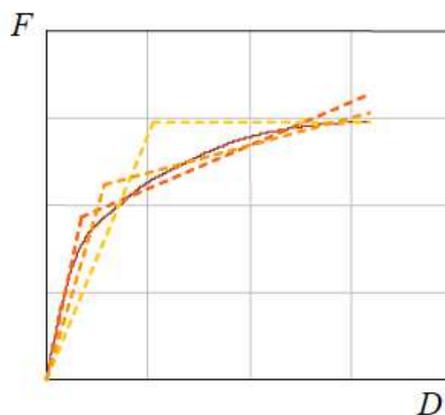


Figura 30: Diferentes linearizações da curva de capacidade de um sistema real.

O comportamento do sistema pode, portanto, ser idealmente esquematizado com um ramo elástico linear até o ponto de escoamento e com um ramo pós-elástico de encruamento (*a*), perfeito (*p*) ou degradantes (*d*). As curvas mostradas na Fig. 31 representam as relações relativas de força-deslocamento, ou seja, as respectivas curvas de capacidade.

Esta representação permite identificar a resistência nominal global e deslocamento da estrutura: em particular o limite de escoamento f_y , a rigidez elástica efetiva k_e e a rigidez pós-elástica $k_p = p k_e$ (a taxa de endurecimento p é positivo, negativo ou nulo, respectivamente, no caso cruelty-free, degradante ou perfeito).

Conforme mencionado, vários critérios estão disponíveis para linearizar a curva de capacidade. No Capacity Spectrum Method (CSM) a representação bilinear é relativa a um ponto de funcionamento presumido PP do sistema e é baseada em um critério de equivalência energética (princípio da igualdade de energia): o primeiro segmento do bilinear é uma linha que passa pelo origem com inclinação definida pela rigidez inicial do sistema e a segunda é uma linha que passa por **PP** e inclinação tal que a área subtendida pela bilinear seja equivalente àquela subtendida pela curva de capacidade ($A_1 = A_2$ na Figura 32).

A curva de capacidade é bilinear, para um determinado deslocamento d , é completamente definido por três parâmetros:

- a rigidez elástica inicial k_e que é proporcional à tangente na origem da curva de capacidade;
- a força de rendimento f_y ;
- o fator de endurecimento p igual à razão entre a rigidez pós-elástica e a elástica; através da seguinte relação:

$$f = \begin{cases} -euZ & d \leq d_y \\ W = [-euZ - Z] & d > d_y \end{cases}$$

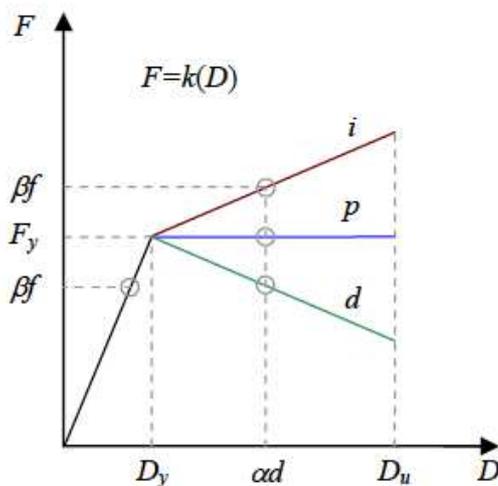


Fig. 31

Endurecimento (i), degradação (d) e comportamento elástico plástico perfeito (p).

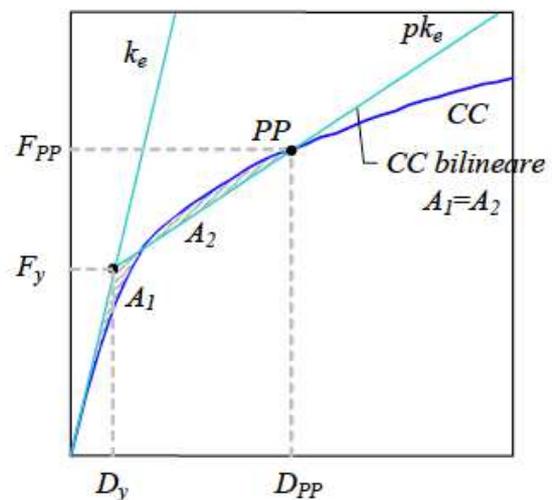


Fig. 32

Representação bilinear da curva de capacidade (usada no CSM)

3.3.6 Modelo bilinear Al-fer

Em analogia com o explicado na alínea anterior, pode-se pensar em linearizar a curva de capacidade do conector Al-fer seco com comportamento de endurecimento elástico-plástico. A rigidez inicial pode ser dada pelo modelo do professor Gelfi, para degraus com diâmetro de 16 mm, pois foi visto que este modelo aproxima corretamente a rigidez inicial do sistema e fornece um comprimento ideal de um degrau duplamente cunhado. Convencionalmente, 6000 N pode ser assumido como o valor da resistência ao escoamento e, portanto, o valor do deslocamento na faixa elástica igual a 0,565 mm. No que diz respeito ao ramo plástico, pode-se assumir o valor convencional de 4 mm, que corresponde a um valor de força igual a 14900 N. A Fig. 33 mostra a comparação entre os resultados Al-fer,

Os parâmetros numéricos usados para a representação bilinear são:

	ramo elástico		ramo de plástico	
Rigidez	k_E	= 10611 N/mm	k_P	= 2591 N/mm
Poder	voar	= 6000 Não	Era	= 14900 Não
rolagem	morrer	= 0,565 milímetros	du	= 4 milímetros

O modelo bilinear introduzido, apesar de ser uma simplificação considerável do fenômeno em questão, é capaz de acomodar a capacidade do sistema com precisão adequada.

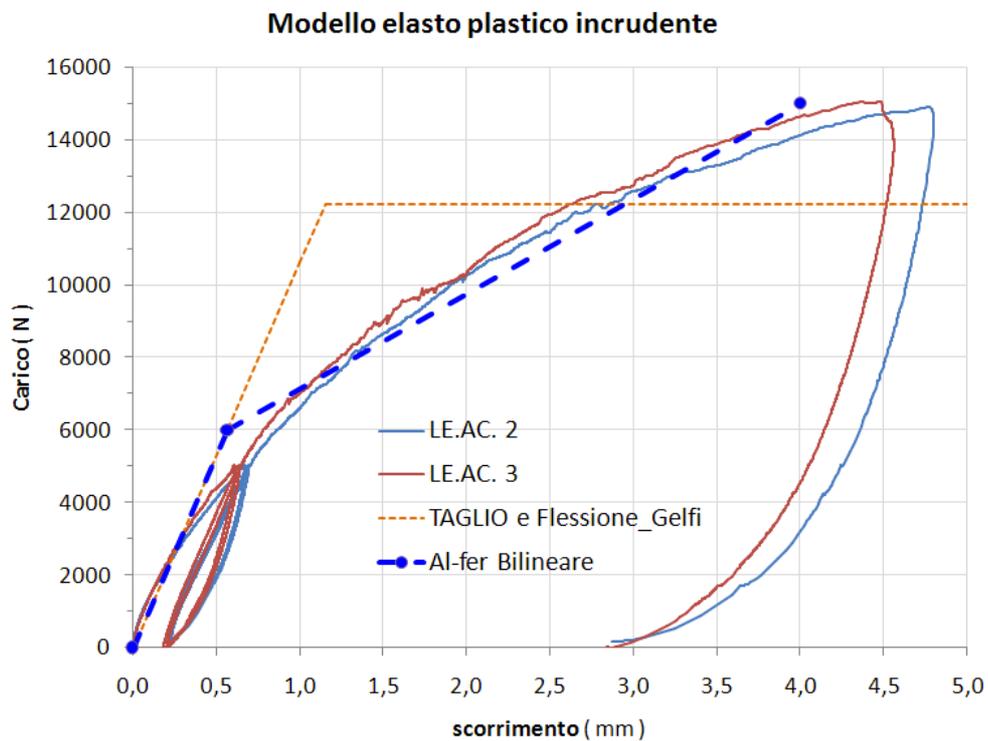


Fig. 33: Representação bilinear da curva de capacidade do conector Al-fer.

3.4 Considerações

Primeiramente, foram estudados alguns modelos analíticos, a partir dos quais se compreendeu a complexidade do fenômeno e seus principais aspectos. Uma formulação simplificada foi então proposta através do uso de um modelo bilinear livre de crueldade.

Seguem-se aplicações numéricas, com as quais é possível investigar melhor a capacidade de resistência da ligação Al-fer, e onde é possível fazer considerações sobre o campo de tensões de todo o sistema analisado. De facto, as simulações numéricas, através da utilização do método dos elementos finitos, representam uma ajuda fundamental na compreensão dos complexos processos mecânicos ativados durante a fase de carregamento do sistema misto.

4 modelos numéricos

Com o objetivo de aprofundar o comportamento mecânico do sistema misto com conectores secos Alfer, foi realizada uma análise numérica de elementos finitos, com o programa STRAUS7 da G+D Computing, cujos resultados são apresentados nos parágrafos seguintes.

A primeira aplicação a elementos finitos, à qual nos referiremos a seguir com a sigla FEM (Finite Element Analysis), diz respeito à discretização de todo o corpo de prova submetido ao ensaio push-over.

4.1 Espécime inteiro

Este modelo foi criado respeitando ao máximo as dimensões geométricas das amostras reais. Descrevemos agora este modelo e as hipóteses assumidas para ele.

Para realizar esta análise, vamos nos referir a uma sequência padrão de etapas comumente usadas na modelagem de elementos finitos:

- 1) Definição de geometria e tipo de elementos
- 2) Definição das condições de restrição
- 3) Definição das condições de carga
- 4) Definição das propriedades do material
- 5) Resolução do modelo
- 6) Pós-processamento do modelo, para visualização e interpretação dos resultados.

4.1.1 Definição da geometria e tipo de elementos

O corpo de prova real foi discretizado usando os seguintes elementos finitos:

<i>audição real</i>	<i>Tipo de item acabado</i>
Viga de madeira	Tijolo Hex 8
laje de concreto	Tijolo Hex 8
	<i>treliça</i>
Conector seco Al-fer	feixe

A Figura 34 mostra uma série de imagens capazes de transmitir intuitivamente a geometria utilizada nas análises FEM. O modelo numérico reproduz bastante fielmente o modelo real, de facto verifica-se uma boa semelhança entre as figuras 34 b) e c). Através de uma visualização **wireframe** também é possível ver a modelagem dos oito conectores dentro da viga.

Quanto às unidades de medida utilizadas:

- Comprimento	milímetros
- Poder	Não
- Massa	T
- Módulos elásticos/tensão	Mpa

Elementos de tijolo hexa 8 foram usados para a madeira e a laje e um foi escolhido **malha** com paralelepípedos cúbicos de lado 10 mm. A criação do modelo se deu a partir de elementos **placa** devidamente extrudados e espelhados até se obter um quarto de todo o modelo, cujo comprimento representa, não por acaso, a distância de posicionamento entre os conectores. Ao organizar cada trimestre em 4 grupos, foi possível inserir cada conector no nível correto. Lá **malha** de 10 mm para a madeira e a laje foi uma escolha acertada com particular referência à possibilidade de introduzir para o conector a variação da secção ao longo do seu próprio eixo, fig. 35, através da utilização de 4 **feixe** diferentes:

- feixe1	Cano hexagonal de 17 mm com	Parte embutida no concreto	Parte
- feixe2	diâmetro de 14 mm Cano com	ancorada no concreto	Parte em
- feixe3	diâmetro de 16 mm Cano com	contato com a tábua	Parte
- feixe4	diâmetro de 13 mm	inserida na madeira	

Foi utilizado um diâmetro de 13 mm para levar em conta a presença da rosca que afunila a seção de 16 mm para 12 mm.

Por fim, foi escolhido um elemento treliçado para a prancha de madeira, utilizado para a laje e para a madeira, ou seja, 10 x 10 mm².

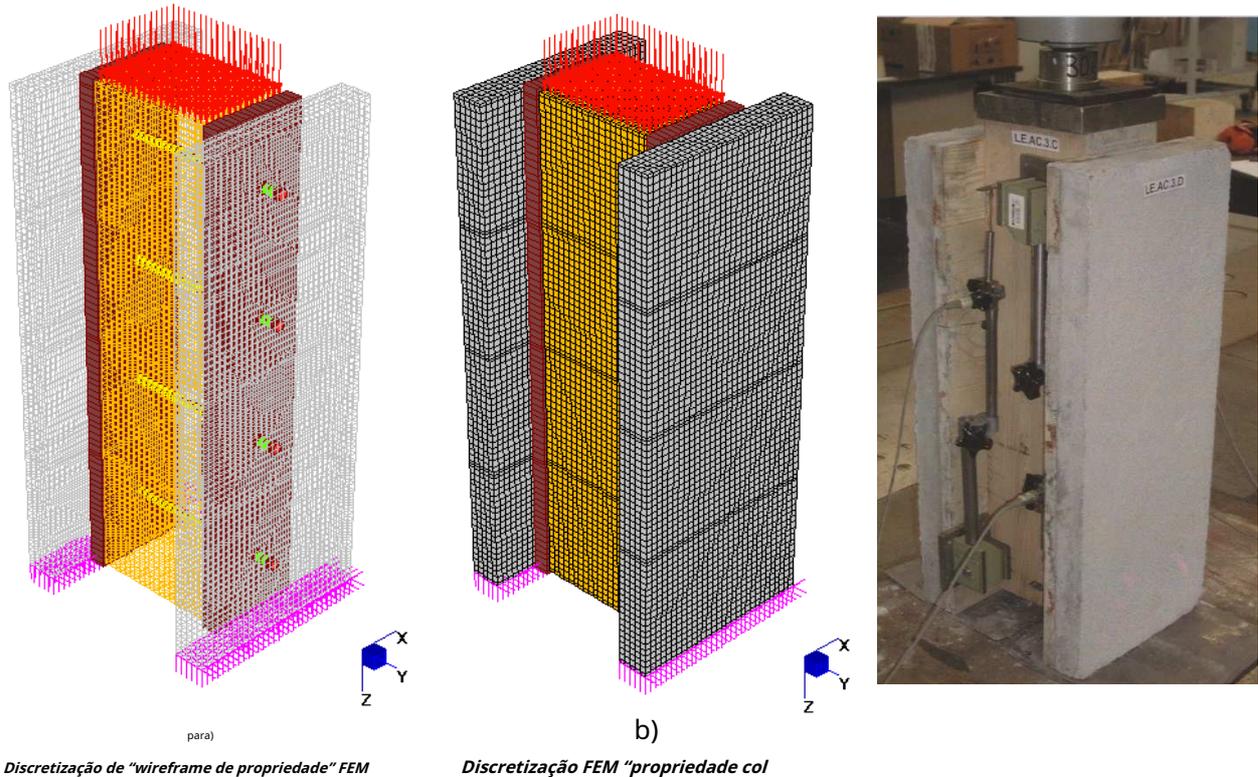


Fig. 34

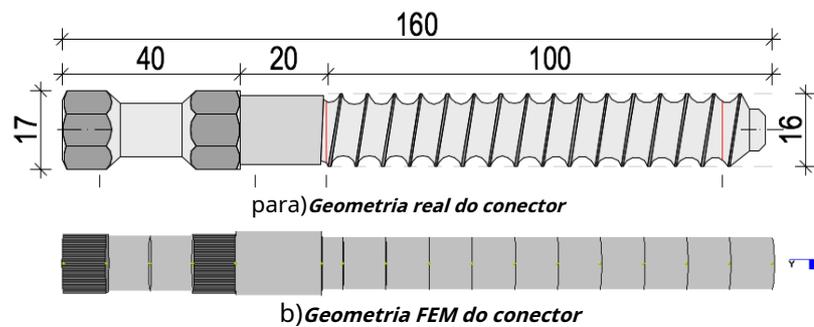


Fig. 35

4.1.2 Definição das condições de restrição

Uma vez criada a geometria da estrutura, é necessário atribuir as condições de restrição adequadas, porque na ausência delas, a estrutura é livre para se mover no espaço. Para fornecer as restrições necessárias, deve-se atentar para a situação física que está sendo simulada. Cada nó tem seis graus de liberdade (dof, graus de liberdade) e, portanto, seis possibilidades de movimento: três translações segundo X, Y, Z e três rotações em torno dos mesmos eixos.

Como mostrado na fig. 34 a) e b), fez-se coincidir o eixo vertical real com o eixo Z. Foram atribuídas as únicas condições condicionantes que impedem as três componentes de deslocamento dos nós pertencentes à face inferior das lajes de betão, fig. 34 a) e B). Fisicamente, apenas a bancada inferior sobre a qual o corpo de prova repousa é capaz de impedir o movimento ao longo de Z, mas é necessário impedir as outras duas translações para evitar movimentos rígidos do corpo de prova FEM.

A viga de madeira é assim capaz de se mover verticalmente, enquanto está ligada às lajes por meio de conectores e tábuas. De referir que o tabuado foi inserido como elemento capaz de absorver as contrações laterais da viga de madeira, mas em cisalhamento, sendo uma **treliça**, não oferece impedimento de rolagem.

A Figura 36 mostra o modelo FEM, no qual foi feito um corte transversal para melhor apreensão de alguns detalhes da modelagem.

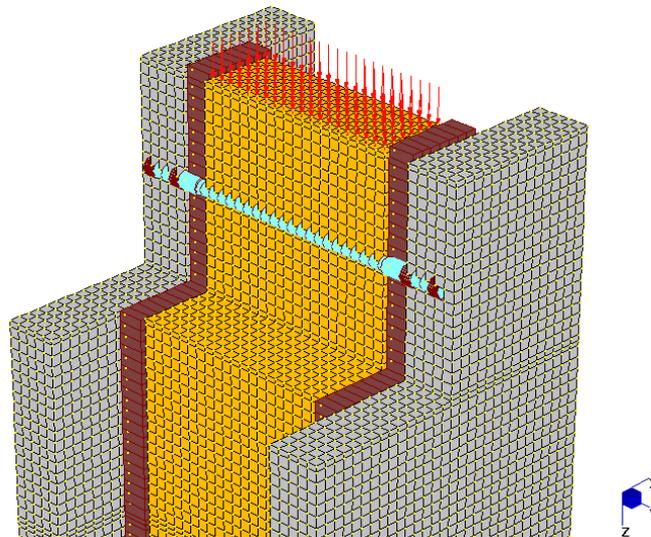


Fig. 36: Corte transversal do modelo FEM.

4.1.3 Definição das condições de carga

Na verdade, o macaco aplica a carga à viga de madeira por meio de uma placa de aço espessa, fig. 34 c). É possível, portanto, com uma boa aproximação, aplicar a força externa ao modelo **FEM** usando a ferramenta **Pressão facial (global)**, FIG. 37, aos elementos **tijolo** da viga de madeira.

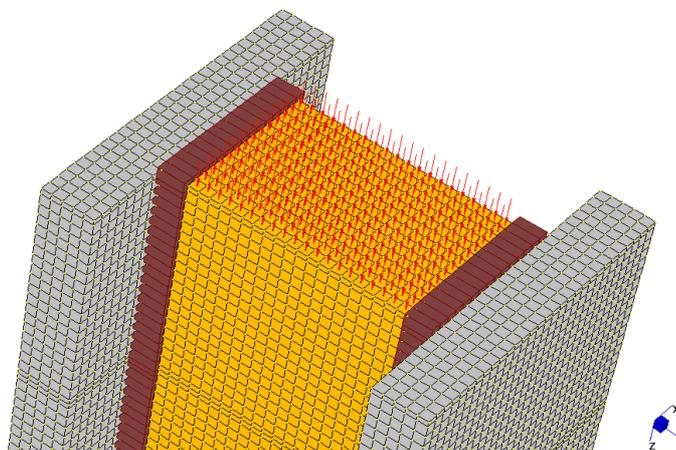


Fig. 37 Carregue a aplicação através do atributo Face pressure (Global).

Como foi feito para o capítulo 3, acredita-se que a simulação pode ser significativa com referência aos resultados médios dos corpos de prova LE.AC 2 e 3. Destes, o primeiro ciclo de carga pode ser considerado escolhendo adequadamente alguns valores de a força impressionou em toda a audição.

A força foi atribuída dividindo-se o valor da carga transformada em Newtons pela área da viga de madeira, por meio de **13 casos de carga**, de acordo com os dados disponíveis nos ensaios, ver tabela 8 para os valores numéricos. A Figura 38 mostra a curva obtida a partir da discretização dos valores experimentais.

Finalmente, deve-se notar que pontos importantes próximos à origem foram considerados para investigar com precisão a rigidez inicial do sistema.

Como veremos na fase de pós-processamento, as várias condições de carga serão comparadas com os dados experimentais.

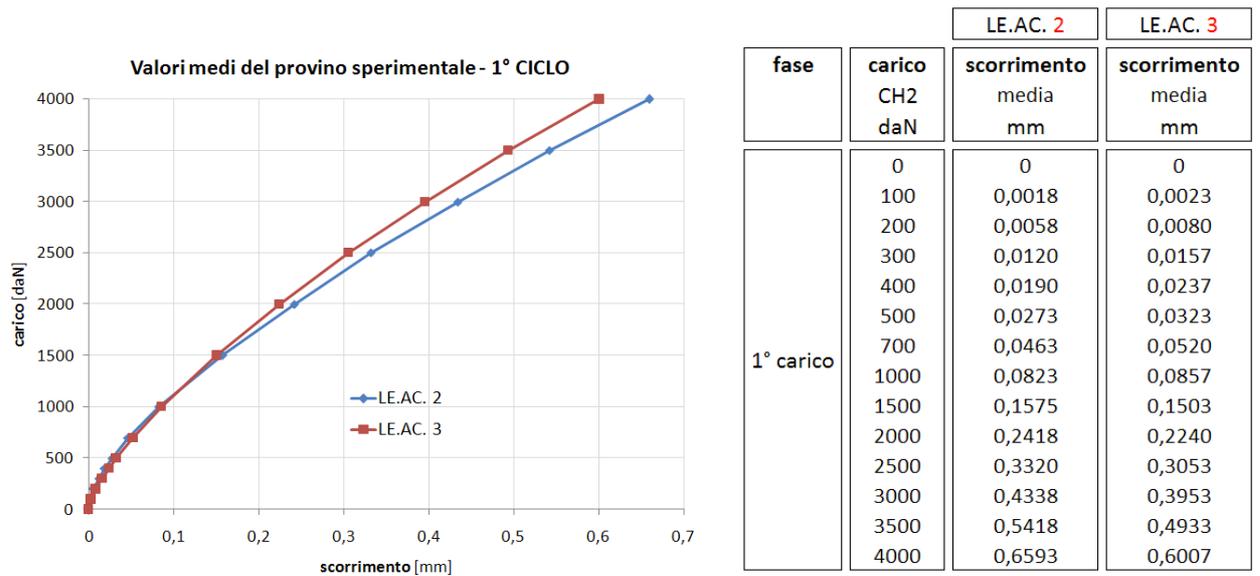


Fig. 38

Curva de deslocamento de carga considerada para comparação FEM.

Tabela 8

Valores experimentais de Carga e Deslocamento

Cada combinação de carga foi nomeada com o valor da soma das cargas na direção Z, ou seja, igual à força aplicada ao corpo de prova experimental, obtendo-se assim a seguinte correspondência:

primário Caixas de Carga	global Pressão facial [MPa]
1) F=100 daN	0,0357
2) F=200 daN	0,0714
3) F=300 daN	0,1071
4) F=400 daN	0,1429
5) F=500 daN	0,1786
6) F=700 daN	0,25
7) F=1000 daN	0,3571
8) F=1500 daN	0,5357
9) F=2000 daN	0,7143
10) F=2500 daN	0,8929
11) F=3000 daN	1.0714
12) F=3500 daN	1.25
13) F=4000 daN	1.4286

Tabela 9: Combinações de carga e pressões correspondentes aplicadas à viga na análise FEM.

4.1.4 Definição das propriedades do material

Para a definição das propriedades dos vários elementos finitos, foram assumidos os valores da tabela 10:

ELEMENTO :	Viga de madeira	laje de concreto	Conector Al-fer	Embarcado
Cara =	Tijolo (Hexa8)	Tijolo (Hexa8)	Área de viga-cisalhamento	treliças
material =	isotrópico	isotrópico	Aço	Madeira
E[MPa] =	8000	27460	200000	7000
ν =	0,3	0,25	0,25	-
Densidade[T/mm ³] =	5,50 x 10⁻¹⁰	2,50 x 10⁻⁹	7,85x10⁻⁹	5,50 x 10⁻¹⁰

Tabela 10: Propriedades do material para análise FEM.

As razões que levaram à escolha destes valores já foram amplamente discutidas nos capítulos anteriores, aos quais se faz referência para maiores informações.

4.1.5 Resolução do modelo

Um modelo tridimensional feito dessa maneira se presta puramente a uma análise estática linear, pois o alto número de graus de liberdade do sistema restringe fortemente a escolha. Com efeito, o sistema **FEM** é composto por 55655 **nós**, 2558 **feixes** e 46400 **tijolos** eleva cerca de 10 minutos para consertar.

Uma análise estática linear foi iniciada na qual o solucionador foi solicitado a calcular:

- Reações dos nós;
- Força/Esforço da Viga;
- Deformação/curvatura da viga;
- Tensão do Tijolo;
- Tensões de Tijolos;

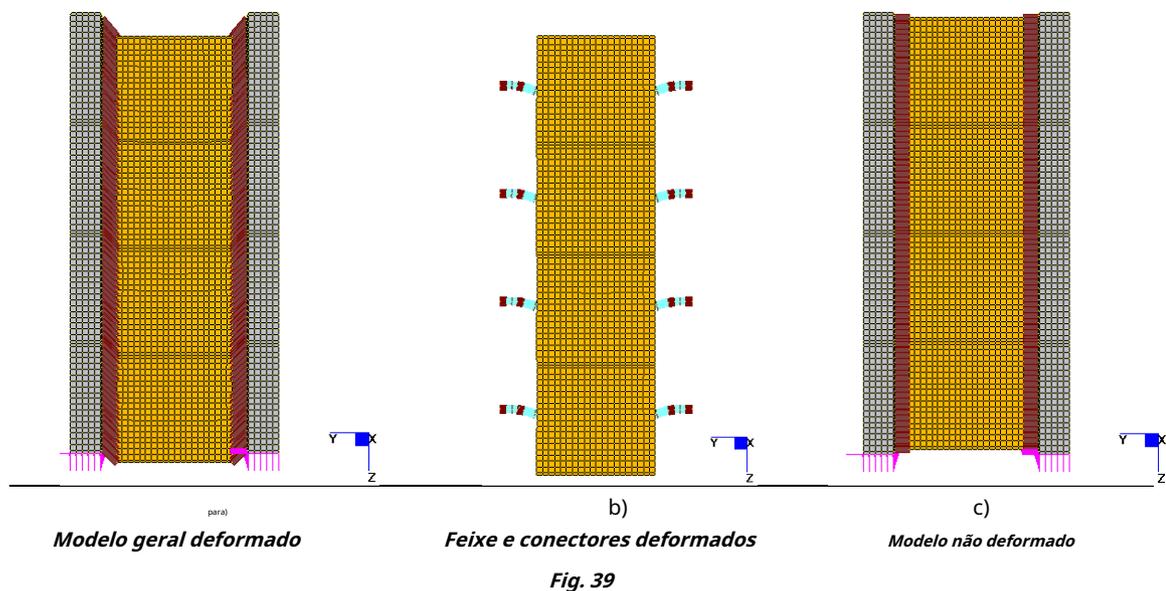
Essas quantidades foram calculadas para cada uma das 13 combinações de carga.

4.1.6 Pós-processamento do modelo

Pós-processamento é o nome dado à fase de avaliação e interpretação dos resultados de uma análise de elementos finitos. No Straus7, o pós-processador permite visualizar os resultados de várias formas, através de "contornos" de cores que com mapas de cores representam quantidades de interesse (como tensões, deformações, deslocamentos, etc.), através de gráficos, animações, configurações deformadas, listas de dados etc.

É uma boa prática verificar o arquivo Log, que contém a lista de todas as mensagens geradas pelo solver durante o procedimento de solução. Primeiro, garantiu-se que as cargas desejadas fossem aplicadas à própria estrutura. Em seguida, você procurou mensagens ou erros, mas a pesquisa falhou.

É importante poder avaliar a configuração deformada da estrutura para garantir que ela exiba o comportamento esperado em relação às forças e restrições aplicadas. Usando a função "Escala de deslocamento" é possível investigar esta deformação, a figura 39 mostra a tendência da deformação.



A partir da figura 39 a) pode-se entender como todo o corpo de prova sofre, após a aplicação de pressão na cabeça da viga de madeira, uma deformação esperada, ou melhor, um deslizamento de toda a viga é gerado na direção Z positiva. A Figura 39 b) mostra como a transferência de força da viga passa para as lajes por meio do deslizamento do conector, que se torna o único elemento capaz de oferecer resistência à ação de cisalhamento. A Figura 39 c) mostra para comparação o caso de corpo de prova sem carga, viga de madeira e lajes alinhadas.

Detenhamo-nos neste aspecto de fundamental importância para uma última consideração. Na figura 40 a) é mostrada a deformação do modelo FEM de um conector, e para comparação na figura 40 b) a deformação obtida experimentalmente. Nota-se uma boa correspondência, apesar do fato de que a deformação real representa um conector no final do teste de push-over e, portanto, é lógico esperar a plastificação dos materiais. Por fim, a figura 40 c) mostra a imagem retirada do CNR-DT 206/2007 para ligação feita com pinos com haste cilíndrica de seção constante.

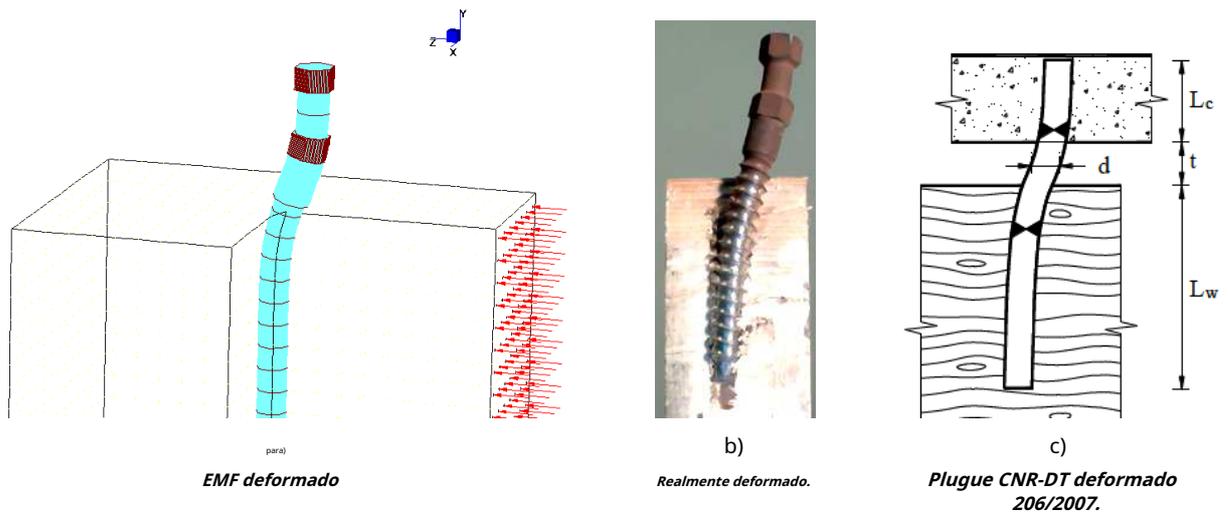


Fig. 40: Vários deformados

Pelas imagens acima fica evidente que neste primeiro modelo, que indicaremos com FEM 1,00, o comprimento de inflexão livre do conector é menor do que o obtido ao submeter a amostra a um teste experimental. De facto, este modelo vê o conector ligado ao extradorso da viga de madeira e ao intradorso da laje de betão. Nesta situação, o conector tem um comprimento livre de inflexão igual à prancha (25 mm). Portanto, espera-se uma rigidez maior do que a exibida durante os testes.

As previsões do FEM deste primeiro modelo são relatadas a seguir, juntamente com os valores médios apresentados nos parágrafos anteriores para comparação.

VIAGENS

Com a lógica de fazer uma comparação ótima com os dados experimentais, é necessário escolher qual deslocamento é o mais significativo. A resposta pode ser encontrada observando a figura 41, que mostra o deslocamento dos elementos de tijolo para um valor de carga de 100 daN aplicado a toda a amostra.

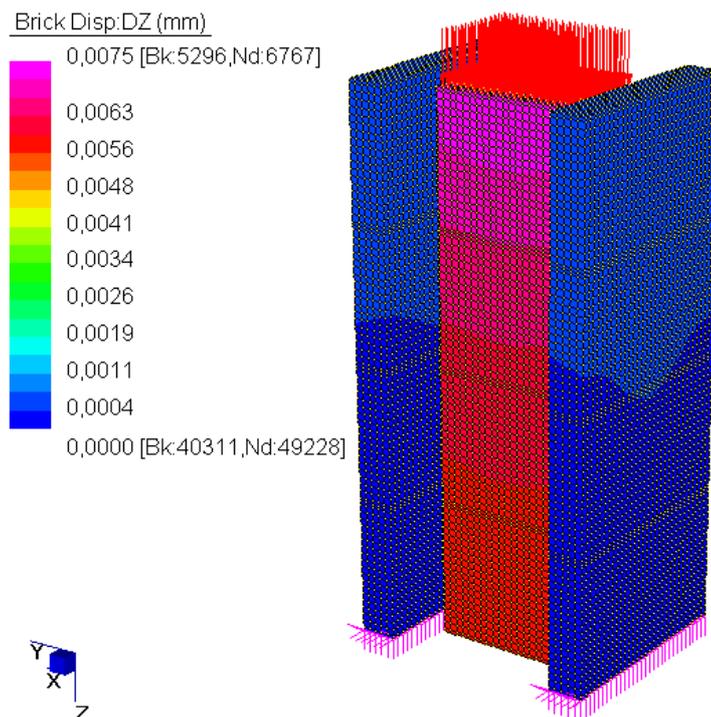


Figura 41: Faixa de deslocamento dos elementos de tijolos para uma carga de 100 daN

Ampliando ainda mais a imagem anterior, figura 42, percebe-se que o deslocamento dos elementos **tijolosé** máximo próximo aos dois primeiros conectores. O transdutor foi montado nessa linha ideal, formada pelo eixo longitudinal dos conectores. Parece, portanto, legítimo comparar o deslocamento máximo da viga com os valores médios dos corpos de prova LE.AC 2 e 3.

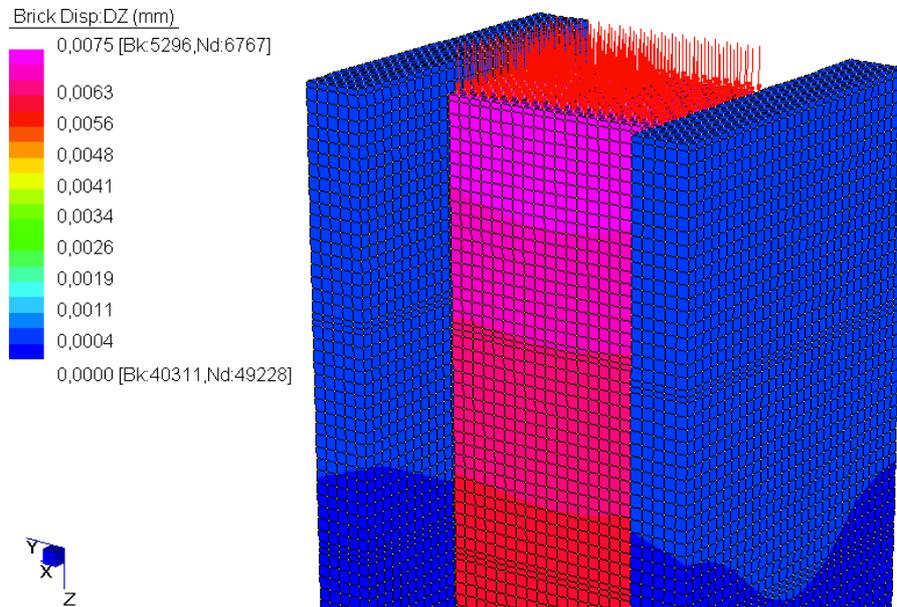
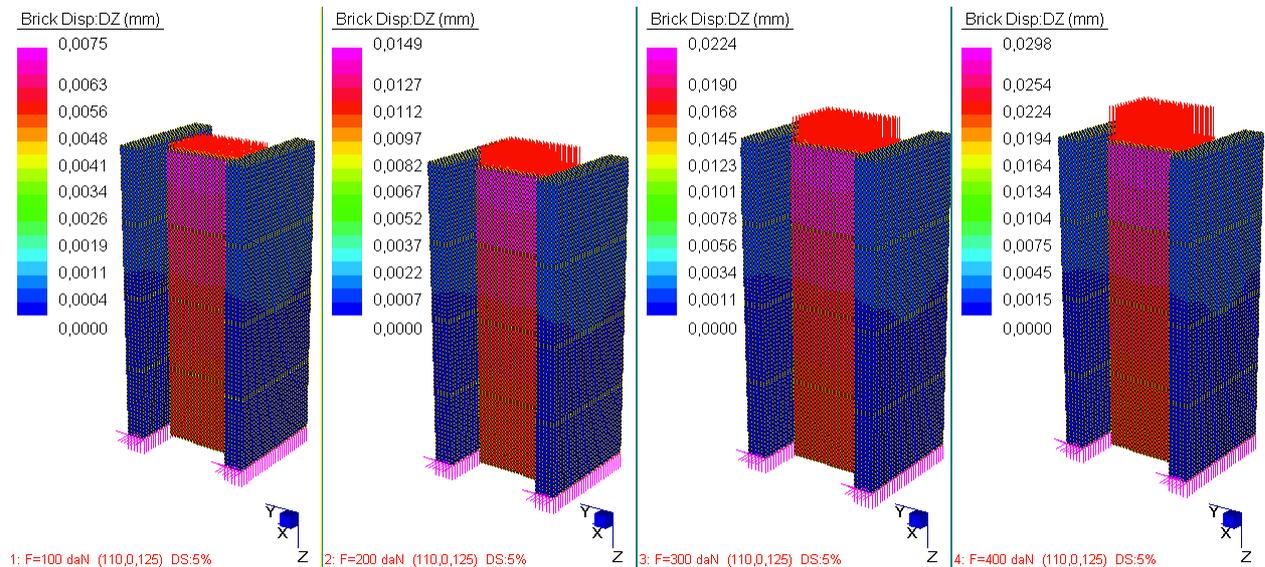


Figura 42: **Ampliação de uma parte do modelo FEM 1.00**

Após essas considerações introdutórias, os resultados da análise FEM são relatados abaixo com referência ao campo de deslocamento DZ para cada combinação de carga.



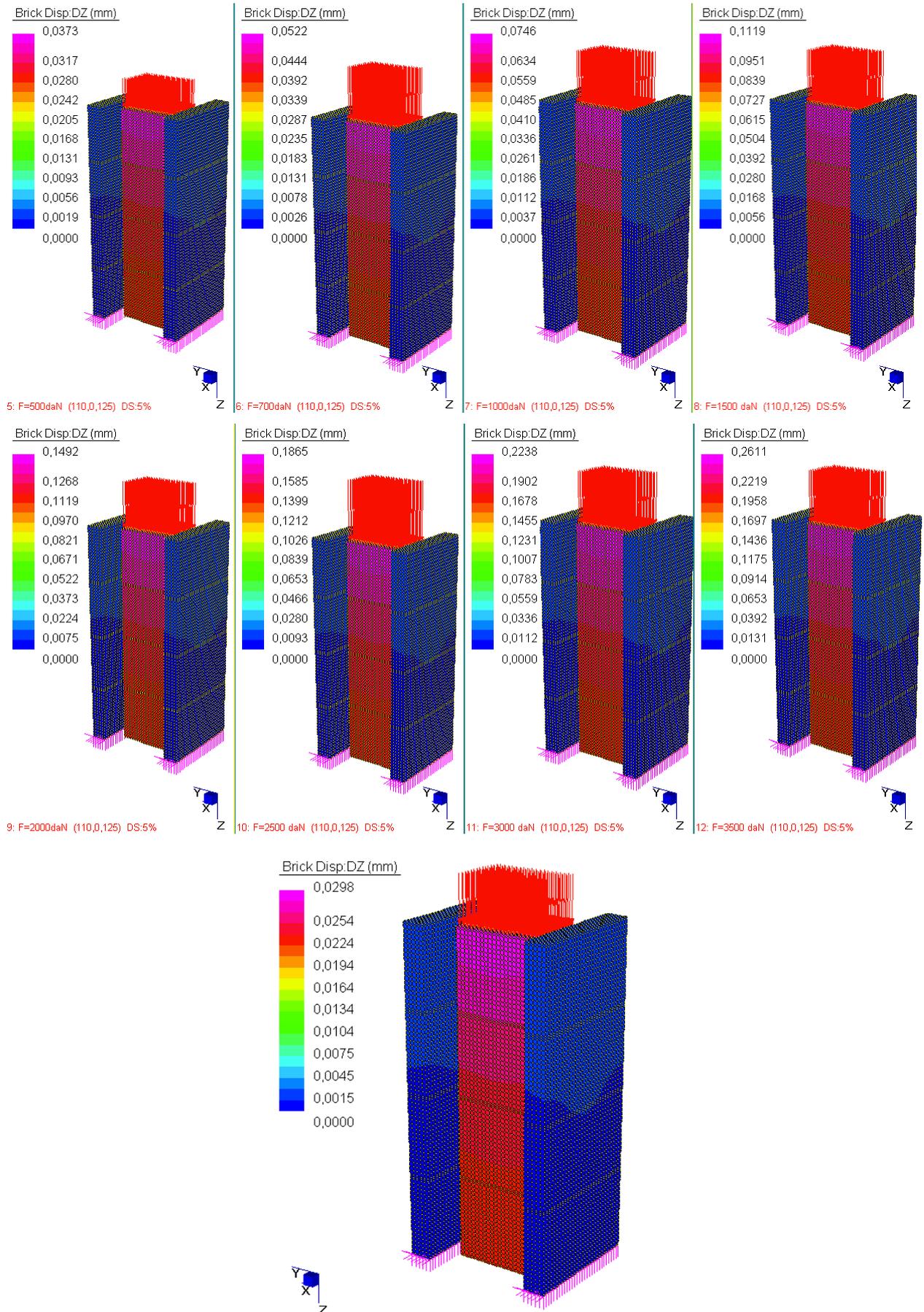


Figura 43: Deslocamento DZ para combinação 13: F=4000 daN, modelo FEM 1.00

Para resumir e fazer algumas considerações úteis, os valores numéricos são informados na tab. 10 e as respectivas tendências no gráfico de força de deslizamento na figura 44.

fase	carico CH2 daN	LE.AC. 2	LE.AC. 3	FEM 1.00
		scorrimento media mm	scorrimento media mm	scorrimento DZ_bricks mm
1° carico	0	0	0	0
	100	0,0018	0,0023	0,0075
	200	0,0058	0,0080	0,0149
	300	0,0120	0,0157	0,0224
	400	0,0190	0,0237	0,0298
	500	0,0273	0,0323	0,0373
	700	0,0463	0,0520	0,0522
	1000	0,0823	0,0857	0,0746
	1500	0,1575	0,1503	0,1119
	2000	0,2418	0,2240	0,1492
	2500	0,3320	0,3053	0,1865
	3000	0,4338	0,3953	0,2238
	3500	0,5418	0,4933	0,2611
	4000	0,6593	0,6007	0,2984

Tab. 10: Valores numéricos força de deslocamento DZ

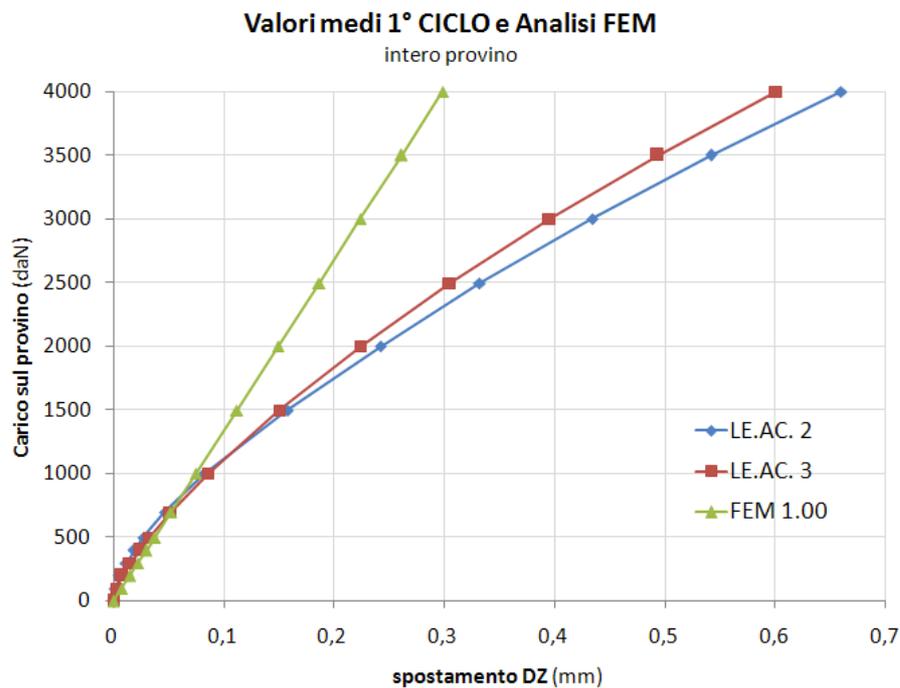
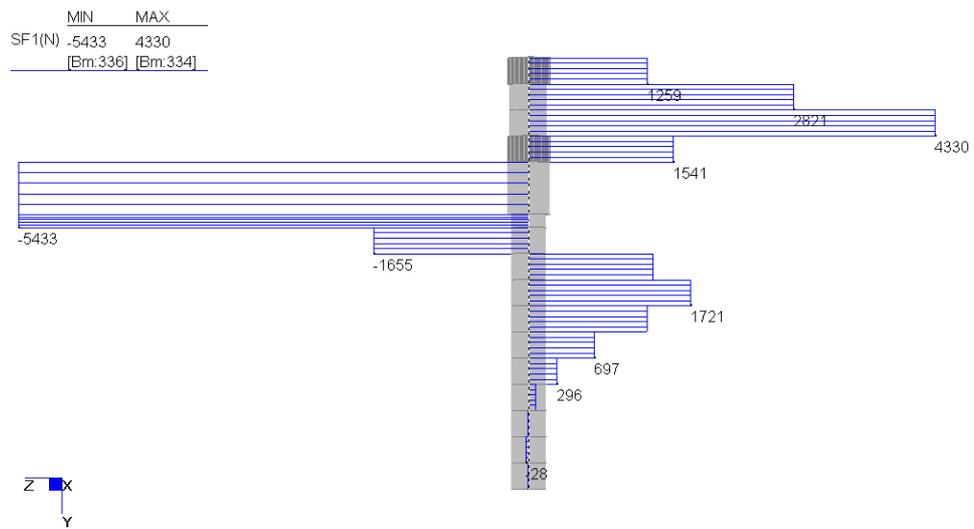


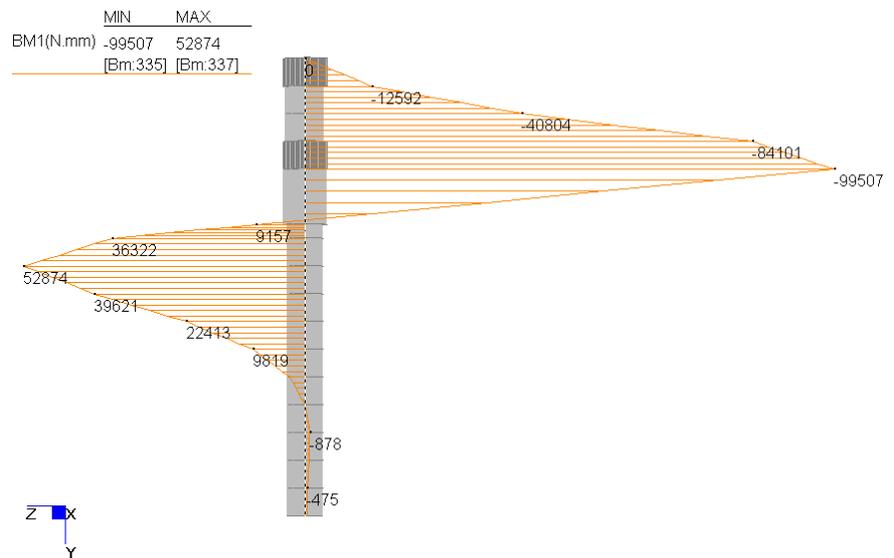
Fig. 44: Comparação de análises experimentais e modelo FEM 1.00

Com este modelo, sempre tendo como referência a curva carga-deslocamento, é possível investigar e confirmar o que foi afirmado nos capítulos anteriores quanto à força cortante absorvida por cada conector, bem como o deslizamento sofrido por este último.

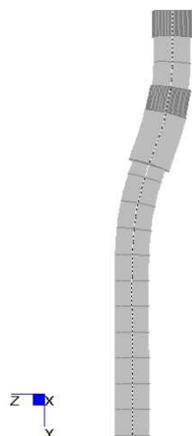
Tomemos como exemplo a combinação de carga 13, que corresponde a uma carga aplicada na viga de madeira de 4000 daN. Diagramando a tendência do cisalhamento, figura 45 a), e do momento, na figura 45 b), é possível encontrar a formulação proposta por gelfi, figura 45 d).



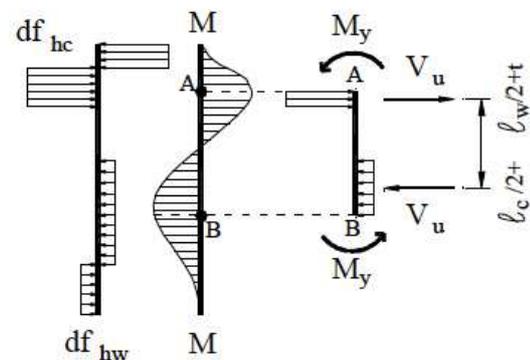
a) tendência do cisalhamento no conector, modelo FEM 1.00



b) tendência do momento no conector, modelo FEM 1.00



c) conector deformado



d) Modelo de capacidade de resistência do professor Gelfi

Fig. 45

A Tabela 11.1 mostra os valores numéricos e a figura 46 mostra a tendência qualitativa deste último.

fase	carico provino intero sperimentale (daN)	Forza carico/8 stimato (N)	Forza taglio sul connettore FEM 1.00 (N)	scorrimento media LE.AC. 2 (mm)	scorrimento media LE.AC. 3 (mm)	scorrimento DZ_bricks FEM 1.00 (mm)
1° carico	0	0	0	0	0	0
	100	125	136	0,0018	0,0023	0,0075
	200	250	272	0,0058	0,0080	0,0149
	300	375	407	0,0120	0,0157	0,0224
	400	500	543	0,0190	0,0237	0,0298
	500	625	679	0,0273	0,0323	0,0373
	700	875	950	0,0463	0,0520	0,0522
	1000	1250	1358	0,0823	0,0857	0,0746
	1500	1875	2037	0,1575	0,1503	0,1119
	2000	2500	2717	0,2418	0,2240	0,1492
	2500	3125	3396	0,3320	0,3053	0,1865
	3000	3750	4075	0,4338	0,3953	0,2238
	3500	4375	4754	0,5418	0,4933	0,2611
	4000	5000	5433	0,6593	0,6007	0,2984

Tabela 11.1: Comparação entre dados experimentais e numéricos em um único conector

Valori medi 1° CICLO e Analisi FEM

singolo connettore

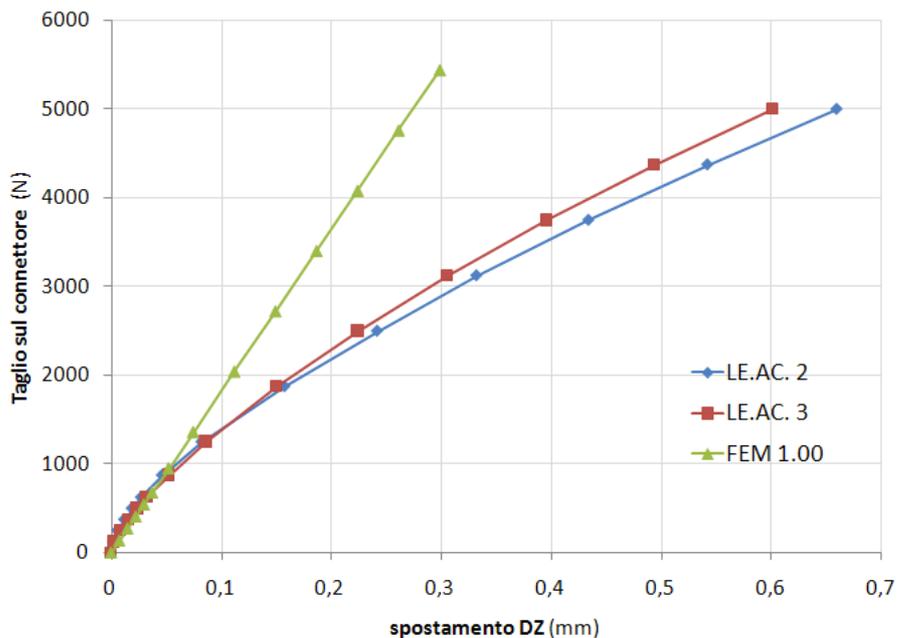
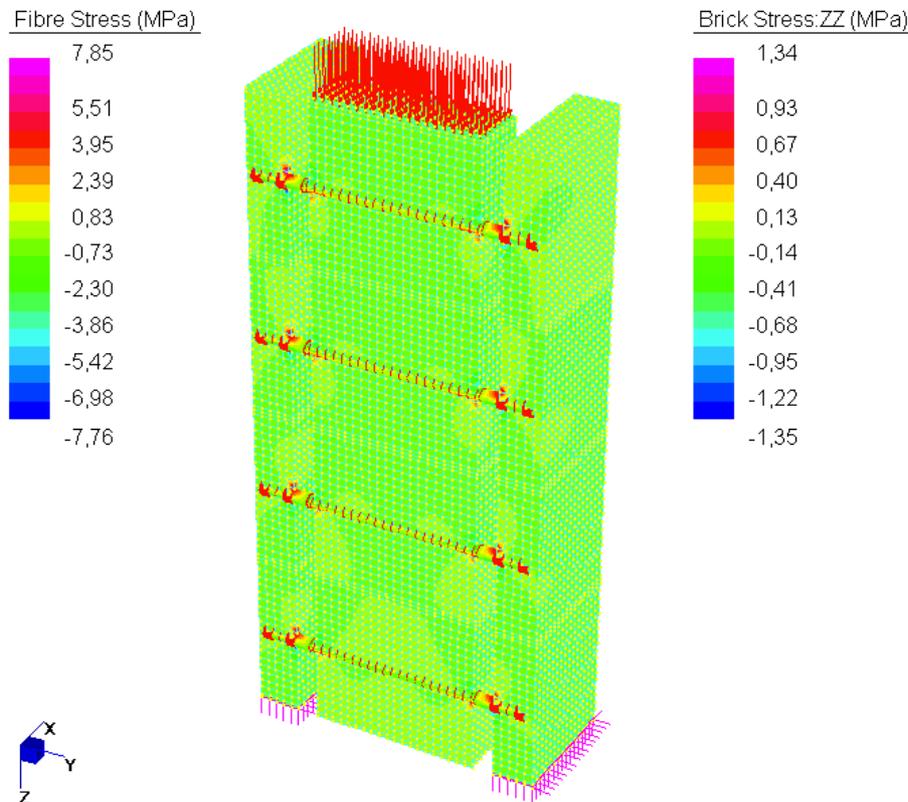


Figura 46: Curva de deslocamento de carga para o conector único

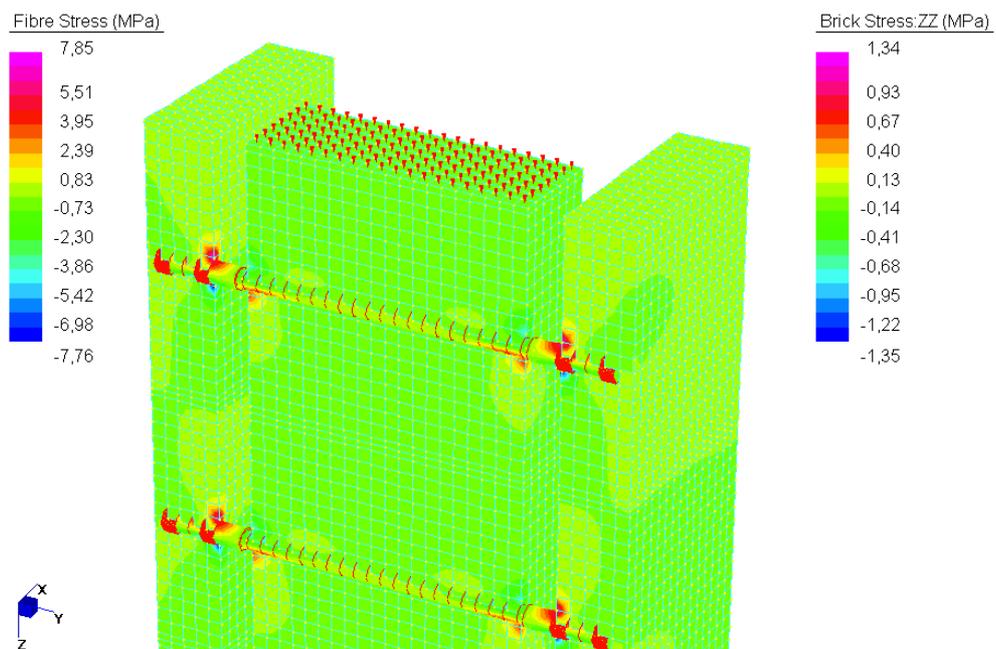
Como já antecipado, a rigidez deste primeiro modelo é muito superior ao mostrado nos testes experimentais, na verdade estamos lidando com uma rigidez *FEM* valor inicial de 18200 N contra os 10600 N estimados no capítulo 3. Este fato, mais uma vez, é atribuído ao pequeno comprimento livre de inflexão adotado neste modelo. Convém, portanto, desatar alguns nós entre os conectores de vigas de madeira e os conectores de laje de concreto com o objetivo de aumentar o vão livre de flexão devido à provável plastificação devido aos materiais em contato com o conector. Isso será abordado a seguir, imediatamente após ter investigado o campo de tensões em elementos sólidos.

TENSÃO

O modelo FEM permite estudar as tensões que são geradas nos diversos materiais para cada condição de carga implementada. Como exemplo, a figura 47 mostra a condição de carga igual a 100 daN.



a) ZZ e tensões totais da fibra para combinação de carga 1



b) Ampliação. Tensões ZZ e fibras totais para combinação de carga 1

Fig.47

A Tabela 11.2, em vez disso, mostra os valores numéricos das tensões máximas nos materiais. Refira-se que os valores máximos são registados na interface entre a laje de betão e o tabuado, ou entre este e a viga de madeira, com formação de rótulas plásticas.

Caixas de Carga	FEIXE		PALMILHA		CONECTOR	
	Tensão do tijolo ZZ		Tensão do tijolo ZZ		Fibras Totais	
	[MPa]		[MPa]		[MPa]	
	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.
1) F=100 daN	+ 0,71	- 0,77	+ 1,34	- 1,35	+ 7,85	- 7,76
2) F=200 daN	+ 1,42	- 1,54	+2,68	- 2,71	+ 15,70	- 15,52
3) F=300 daN	+ 2,13	- 2,31	+4,02	- 4,06	+ 23,55	- 23h28
4) F=400 daN	+ 2,84	- 3,08	+ 5,35	- 5,42	+ 31,40	- 31,04
5) F=500 daN	+ 3,55	- 3,84	+6,69	- 6,77	+ 39,25	- 38,79
6) F=700 daN	+ 4,97	- 5,38	+ 9,37	- 9,48	+ 54,95	- 54,31
7) F=1000 daN	+ 7,10	- 7,69	+ 13,39	- 13h55	+ 78,51	- 77,59
8) F=1500 daN	+ 10,65	- 11,54	+ 20,08	- 20,32	+ 117,76	- 116,38
9) F=2000 daN	+ 14,20	- 15,38	+ 26,77	- 27,10	+157,01	- 155,18
10) F=2500 daN	+ 17,74	- 19,23	+ 33,46	- 33,87	+ 196,26	- 193,97
11) F=3000 daN	+ 21,29	- 23,08	+ 40,16	- 40,64	+ 235,52	- 232,77
12) F=3500 daN	+ 24,84	- 26,92	+ 46,85	- 47,42	+ 274,77	- 271,56
13) F=4000 daN	+ 28,39	- 30,77	+ 53,54	- 54,19	+ 314,02	- 310,35

Tabela 11.2: Tensões nos vários materiais do modelo FEM 1.00

Considerações:

- 1) Para valores de carga inferiores a 2500 daN em todo o corpo de prova, o que corresponde a um cisalhamento de 3396 N em cada conector, os materiais ainda não plastificaram, se considerarmos cerca de 20 Mpa como valor limite para o retorno da madeira ;
- 2) Este modelo, como pode ser visto pelos valores numéricos, fornece tensões positivas e negativas para a madeira e para o concreto. Este aspecto é inerente à natureza do próprio modelo, mas representa um limite muito restritivo para o uso de dados, pois o conector compartilha alguns nós com os elementos sólidos, gerando trações implausíveis nestes;
- 3) Face a este defeito verifica-se que o betão, para cada condição de carga, mantém-se dentro do valor de transbordo assumido e igual a cerca de 120 Mpa;
- 4) A característica do conector é um alto limite de elasticidade igual a aproximadamente 850 Mpa, valor que nunca é alcançado no primeiro ciclo de carga.

4.1.7 Comprimento livre de flambagem

Do estudo anterior verificou-se que a rigidez numérica da ligação está sobrestimada, devido à plastificação dos materiais que esta modelação não é capaz de captar. Em experimentos reais ao redor do conector, e na interface com a madeira e o concreto, são produzidos picos de tensão e, portanto, os materiais retornam. Uma vez atingido o valor do rolamento, o material não é mais capaz de oferecer resistência e o conector sofre aumentos de deslizamento para valores constantes de força aplicada.

O modelo FEM deve, portanto, ser modificado para melhor capturar este aspecto. Uma técnica proposta é aumentar o vão livre de flexão do pino, destacando alguns nós de forma a torná-los menos rígidos e assim simular o efeito da falta de material reativo à compressão. Para o efeito, foram estudados outros dois modelos, idênticos ao primeiro, onde os comprimentos livres de deflexão da lingueta foram modificados da seguinte forma:

MODELO	Comprimento livre de flambagem [milímetros]
FEM1,00	25
FEM1.01	45
FEM1.02	55

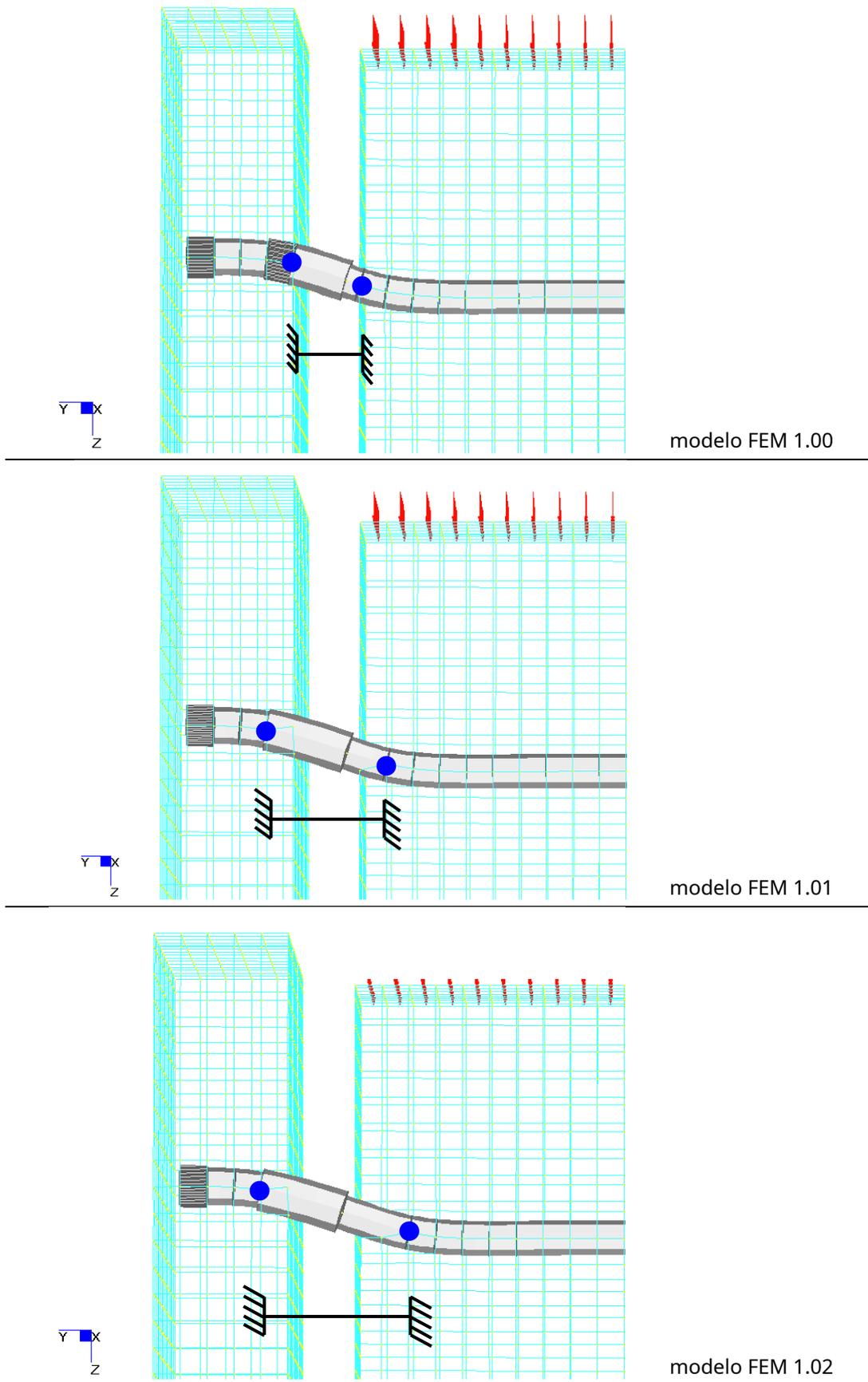


Figura 48: Comprimento de flambagem livre para cada modelo FEM

Os valores numéricos obtidos com a análise são mostrados abaixo, tab. 12, enquanto na figura 49 a tendência qualitativa das curvas de cada modelo comparada com os dados experimentais.

fase	carico CH2 daN	LE.AC. 2	LE.AC. 3	FEM 1.00	FEM 1.01	FEM 1.02
		scorrimento media mm	scorrimento media mm	scorrimento DZ_bricks mm	scorrimento DZ_bricks mm	scorrimento DZ_bricks mm
		Lunghezza libera di inflessione			25 mm	45 mm
1° carico	0	0	0	0	0	0
	100	0,0018	0,0023	0,0075	0,0129	0,0177
	200	0,0058	0,0080	0,0149	0,0258	0,0355
	300	0,0120	0,0157	0,0224	0,0387	0,0532
	400	0,0190	0,0237	0,0298	0,0516	0,0709
	500	0,0273	0,0323	0,0373	0,0645	0,0887
	700	0,0463	0,0520	0,0522	0,0904	0,1241
	1000	0,0823	0,0857	0,0746	0,1291	0,1773
	1500	0,1575	0,1503	0,1119	0,1936	0,2660
	2000	0,2418	0,2240	0,1492	0,2581	0,3547
	2500	0,3320	0,3053	0,1865	0,3227	0,4433
3000	0,4338	0,3953	0,2238	0,3872	0,5320	
3500	0,5418	0,4933	0,2611	0,4518	0,6207	
4000	0,6593	0,6007	0,2984	0,5163	0,7093	
3° carico	6000	1,2080	1,1187	0,4476	0,7744	1,0640
	8000	1,9020	1,8457	0,5968	1,0326	1,4187
	10000	2,9490	2,7873	0,7460	1,2907	1,7734
	12000	4,7770	4,3017	0,8952	1,5489	2,1280
				Rigidezza [N/mm]	Rigidezza [N/mm]	Rigidezza [N/mm]
			16756	9684	7049	

Tabela 12: Comparação de valores numéricos

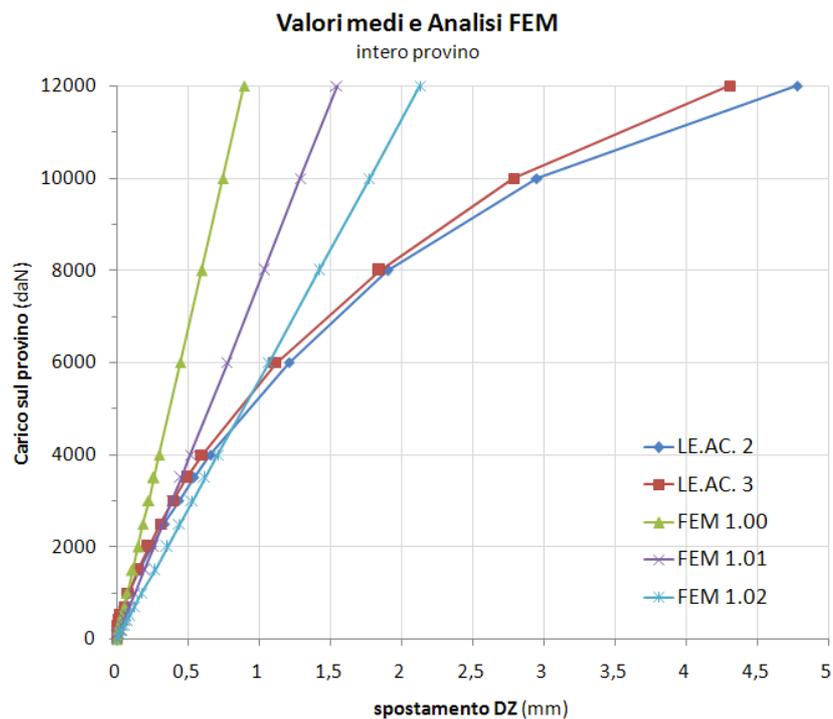


Figura 49: Comparação entre as rigidezes da análise FEM e os dados experimentais para todo o corpo de prova

Para baixos valores de carga aplicados ao modelo, é lógico esperar que os materiais mantenham as características de linearidade, sendo assim plausível que o conector possa deslizar como se estivesse duplamente entalado entre os extradorsos da viga e os intradorsos da viga. a laje. Este comportamento é mostrado na fig. 48, modelo **FEM1.00**, em que o conector compartilha os dois nós (em azul) dos elementos de tijolos de viga e laje a uma distância de 25 mm.

Observando a tabela 12 e a figura 49, notamos como a rigidez do modelo **FEM1,00**, representa uma boa aproximação das curvas experimentais até valores de carga em toda a amostra de 1000 daN, o que corresponde a uma rigidez do único conector igual a 16756 N/mm.

Para valores de carga superiores a 1000 daN, o modelo FEM 1.00 torna-se inadequado. Pode-se então pensar em se referir ao modelo **FEM1.01** em que o efeito da plastificação é representado por ter aumentado o comprimento livre do conector em 10 mm para um total de 45 mm, figura 48. A curva FEM deste segundo modelo está próxima dos dados experimentais para valores de carga iguais a 2500 daN, onde os deslizamentos numéricos e experimentais diferem em 3% (tabela 12 caixas azuis) e a rigidez numérica é igual a 9684 N/mm. Uma diminuição na rigidez igual a 42% foi registrada devido ao efeito das plastificações.

Como repetido várias vezes, o concreto tem uma resistência ao martelamento cerca de 6 vezes maior que a madeira. Diante dessa consideração, o modelo FEM 1.02 prevê um aumento do comprimento de flexão livre do conector igual a 10 mm somente na viga de madeira, totalizando 55 mm. Valores comparáveis podem ser obtidos para cargas de aproximadamente 6000 daN, o que corresponde a um valor de rigidez de cada degrau igual a 7049 N/mm. A diminuição da rigidez é da ordem de 58%.

4.1.8 Conclusões

Neste parágrafo, foi descrita uma análise numérica que nos permitiu compreender melhor os fenômenos locais que surgem no contato entre materiais com diferentes rigidezes. De fato, ao redor do conector devido ao aumento das cargas, os materiais sofrem esmagamento, reduzindo assim sua capacidade de oferecer resistência.

A plastificação local da laje e da madeira pode ser considerada assumindo a ausência de material onde o valor de retorno é atingido, e operacionalmente no campo **FEM** destacando algum nó do conector. Para tanto, foram estudados modelos numéricos com diferentes comprimentos de deflexão do conector. A partir destes foi assim possível perceber até que ponto ocorre a redução da rigidez para os fenômenos em questão. Os resultados obtidos com referência à rigidez do conector único conforme varia o comprimento livre de inflexão são mostrados abaixo:

MODELO	Comprimento livre de flambagem [milímetros]	rigidez inicial [N/mm]
FEM1,00	25	16756
FEM1.01	45	9684
FEM1.02	55	7049

O rifollamento dos materiais, estudado através do aumento do comprimento livre de inflexão de 25 para 45 mm, envolve uma redução da rigidez do sistema igual a cerca de 40%. Um aumento adicional de 10 mm no comprimento livre da madeira, por ser o material mais macio, reduz o valor inicial de rigidez para 60%.

Somando os resultados dos modelos analisados anteriormente, é possível compreender parcialmente a não linearidade da ligação devido aos materiais utilizados, embora sejam inadequados se tomados individualmente.

No que diz respeito ao conector simples, a figura 50 mostra a deformação sofrida no final da experimentação e a numérica usando o numérico **FEM1.03**. Este último modelo considera um comprimento de flexão livre de 55 mm, enquanto na realidade observa-se que o material não reativo está muito mais em falha. Portanto, para apreender o comportamento final seria necessário desprender pelo menos um outro nó na laje e na madeira, obtendo-se qualitativamente um comprimento livre de 75 mm.

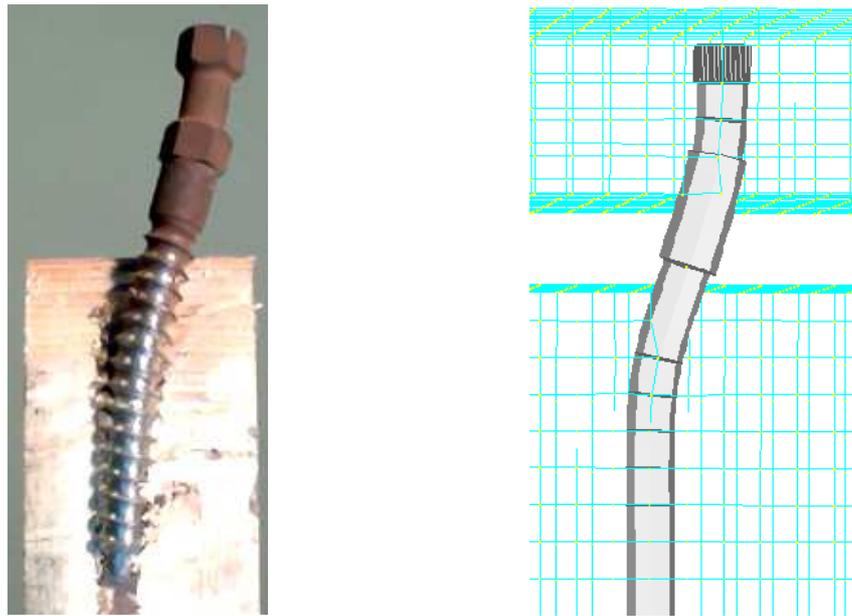


Figura 50: Deformação real (direita) e analítica (esquerda) do conector.

Viu-se que foi possível determinar um ponto para cada um dos três modelos FEM onde as curvas numéricas correspondem às curvas experimentais. Nestes pontos pode-se avaliar o estado de tensão do conector e, portanto, avaliar o efeito do comprimento livre de flambagem no conector, figura 51 a, b, c.

Esses dados podem ser interpretados da seguinte forma. Até 1000 daN aplicados ao corpo de prova, o comprimento livre do conector é igual a 25 mm e o estado de tensões dos materiais certamente está dentro dos valores elásticos.

De 1000 a 2500 daN, a tendência experimental pode ser seguida imaginando o aumento do comprimento livre de inflexão de 25 a 45 mm; o conector ainda não cedeu, pois foram observadas tensões máximas de 350 MPa (igual a aproximadamente um terço do ponto de escoamento).

De 2500 a 6000 daN, o comprimento de flexão livre vai de 45 a 55 mm, registram-se tensões máximas de 998 Mpa que são superiores ao limite de escoamento do conector (850 Mpa).

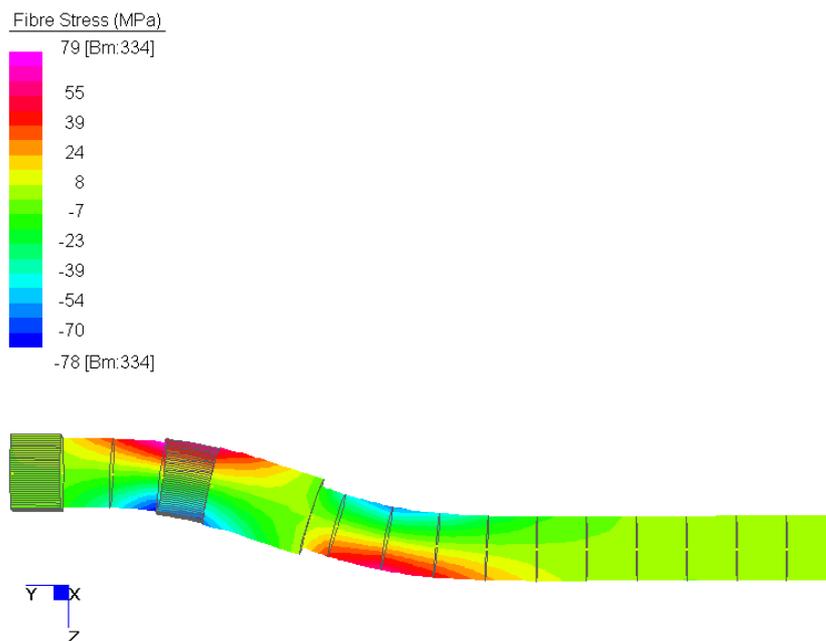


Fig. 51 a: Estado de tensão do conector modelo FEM 1.00 e carga aplicada de 1000 daN.

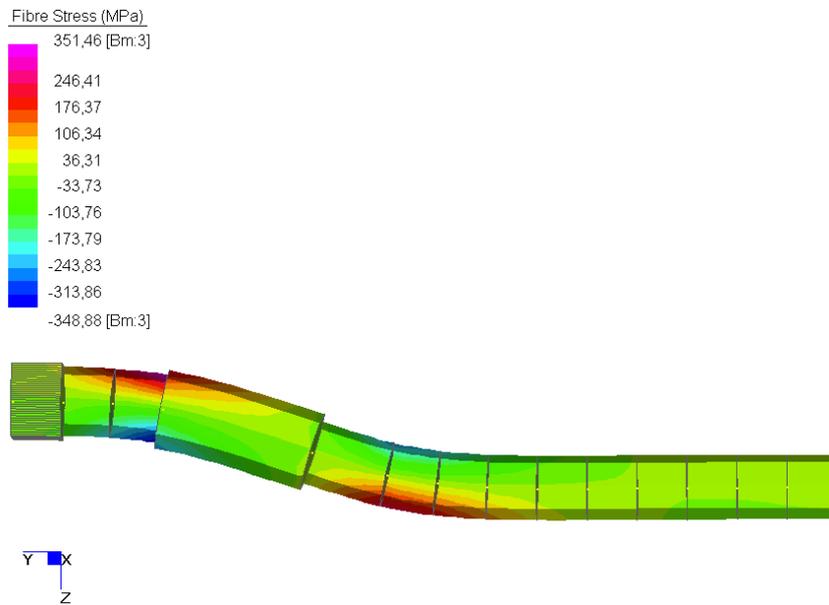


Fig. 51b: Estado de tensão do conector modelo FEM 1.01 e carga aplicada de 2500 daN.

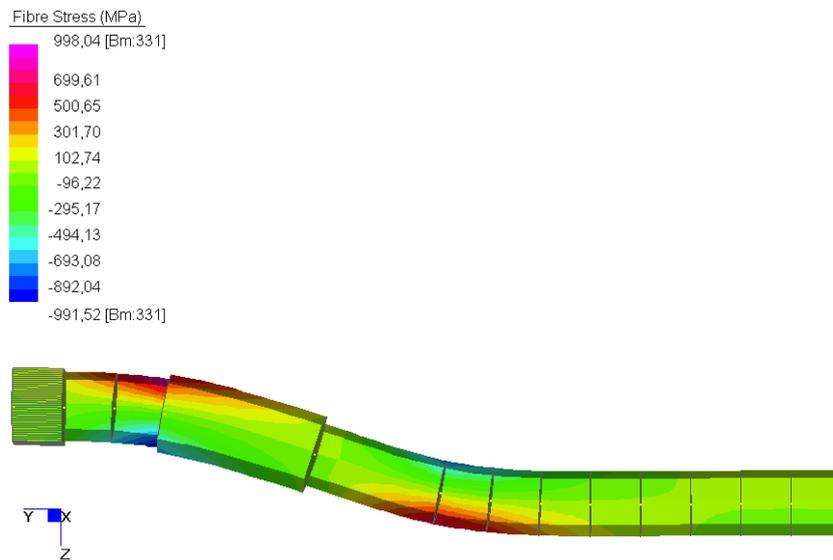
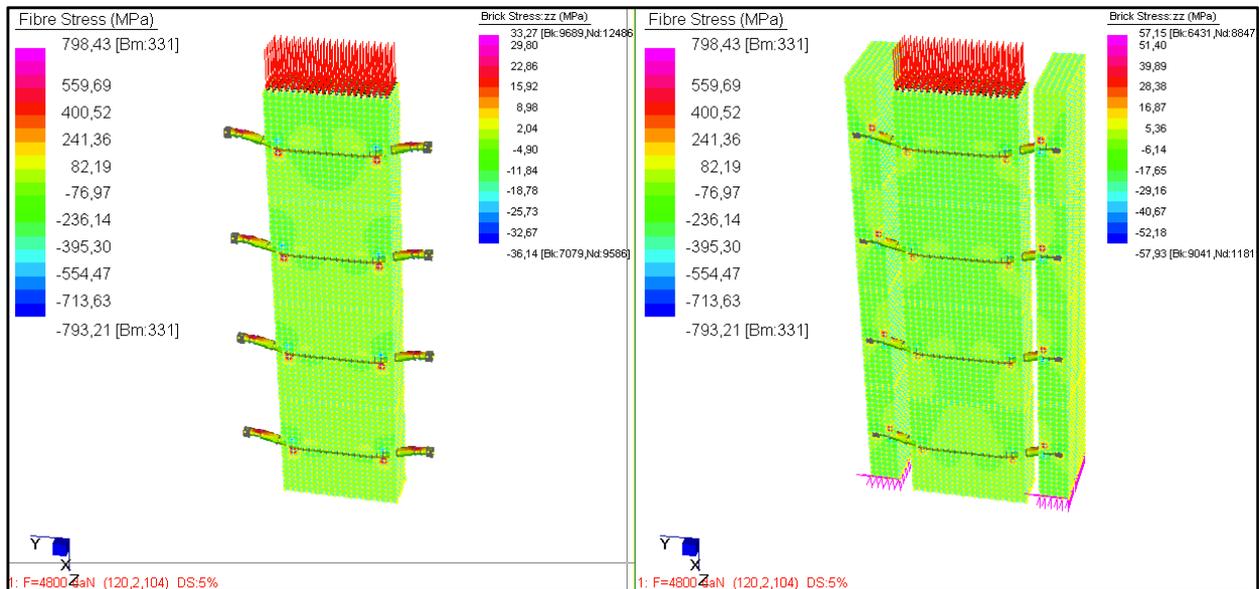


Fig. 51c: Estado de tensão do conector modelo FEM 1.02 e carga aplicada de 6000 daN.

Finalmente, estes modelos FEM permitem confirmar as hipóteses assumidas para o modelo bilinear. Neste último um comportamento linear teórico foi estabelecido arbitrariamente para valores de força no conector único até 6000 N, que correspondem a 4800 daN aplicados a todo o corpo de prova. Considerando o modelo FEM 1.02 e a figura 49, pode-se observar uma boa correspondência com um valor de força de 4800 daN. Portanto, se for lançada uma análise com este valor de carga aplicado ao modelo FEM 1.02, os valores de tensão mostrados abaixo podem ser investigados.

	Caixas de Carga	FEIXE		PALMILHA		CONECTOR	
		Tensão do tijolo ZZ [MPa]	Fibras Totais [MPa]	Fibras Totais [MPa]			
		Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.
FEM 1.02	F=4800 daN	+ 33,27	- 36,14	+ 57,15	- 57,93	+ 798,43	- 793,21



Dos resultados pode-se constatar que apenas a madeira ultrapassa o limite de transbordamento (assumido em 20 Mpa) e portanto conclui-se que o modelo bilinear representa uma aproximação suficiente dos resultados experimentais se considerarmos, mais uma vez, os defeitos já mencionados do modelo numérico que levam a picos de tensão questionáveis. Além do limite convencional de 6000 N, a plastificação do conector é alcançada com a formação de uma dobradiça plástica capaz de alterar o padrão estático da conexão e permitir rotações do próprio conector que se traduzem em maior deslizamento de cisalhamento (endurecimento da conexão e correspondente rebaixamento de rigidez, ramo plástico).

4.2 Vigas mistas

4.2.1 Introdução

Nos capítulos anteriores foi realizada uma análise visando definir as características de rigidez do sistema misto madeira-betão através da utilização de conectores secos Al-fer srl Foi introduzido um modelo elástico-plástico, através da curva força-deslocamento, válida para sólidos vigas de madeira de aproximadamente classe C18 e laje de concreto tipo C25/30.

Queremos agora discutir uma aplicação a um caso prático de dimensionamento de uma viga real mista de madeira e concreto conectada por meio dos conectores em questão. Para tal será necessário introduzir o método analítico, disponível na literatura, a partir do qual são obtidas as tensões nos componentes individuais. Para comparação, será proposto um modelo numérico de elementos finitos de fácil e imediata utilização.

4.2.2 Teoria de feixes compostos

O acoplamento de dois ou mais elementos estruturais que trabalham em flexão, através da utilização de sistemas de ligação semirrígidos, permite a criação de estruturas do tipo compósito. A eficiência do elemento estrutural misto é tanto maior quanto mais rígidos forem os sistemas de ligação (ou seja, quanto mais evitarem os deslocamentos relativos entre as superfícies de contato dos elementos componentes). O comportamento estático real da estrutura mista na flexão será, portanto, intermediário entre os casos extremos:

- 1) rigidez zero (conexão ineficaz para fins de deslizamento, $k = 0$);
- 2) rigidez infinita (ligação rígida com deslizamento impedido, $k = \infty$).

O parâmetro k define a rigidez específica (por unidade de comprimento) do sistema de ligação, assumindo que seu efeito ainda pode ser pensado como distribuído ao longo do eixo da viga mesmo quando a própria ligação é do tipo pontual (como ocorre na maioria dos casos).

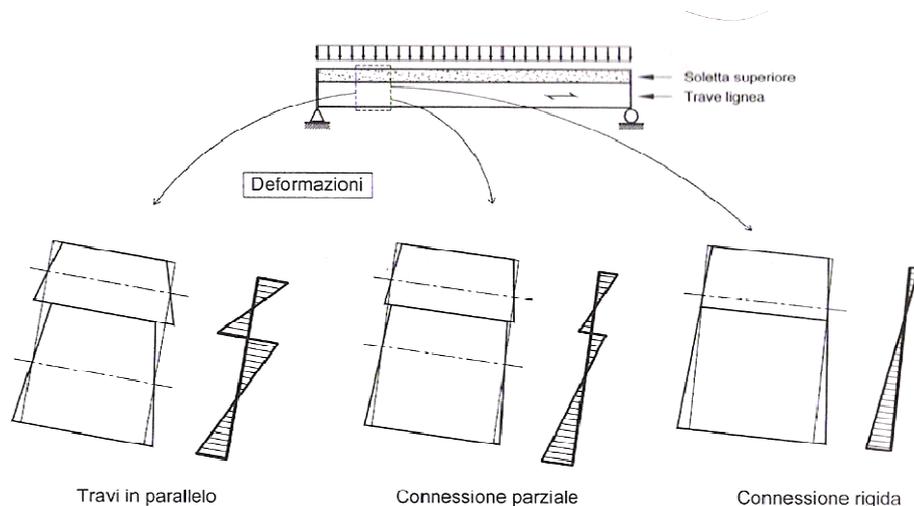


Fig. 52: Distribuição das deformações de flexão em uma viga mista em função da rigidez da ligação

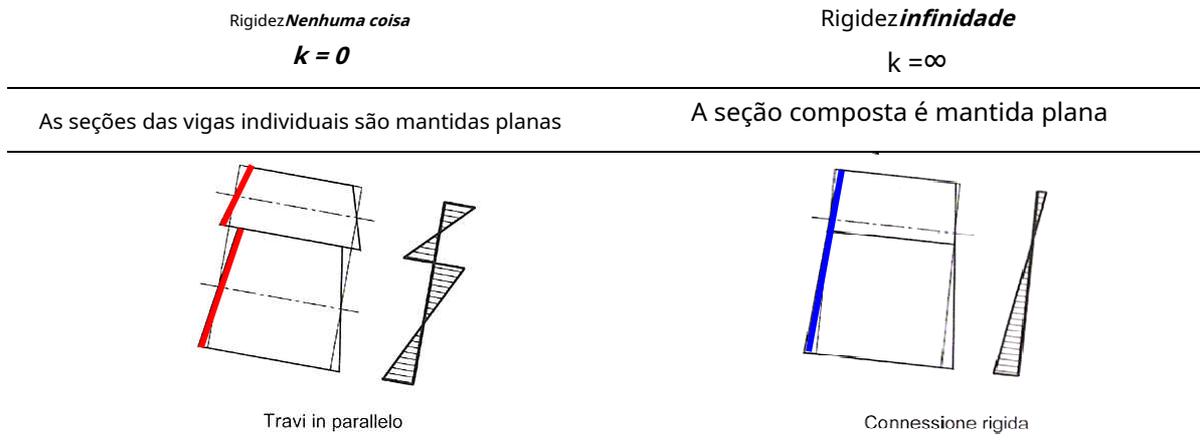
(Ballerini e outros, 2002)

Como se pode observar na figura 52, um aumento da rigidez da ligação corresponde a um aumento da linha neutra, com um correspondente aumento da área de tração na viga de madeira inferior (o que corresponde a uma diminuição da deformação máxima). Isso é acompanhado por uma diminuição na curvatura da estrutura composta.

Nos casos limites de rigidez zero e rigidez infinita, os estados de tensões e deformações podem ser determinados com base na teoria clássica dos elementos fletores, ou seja, considero válida a hipótese de Bernulli sobre a conservação de seções planas a partir das quais a conhecida relação entre o momento de tensão e a curvatura da viga:

$$\chi = -\frac{M}{EJ}$$

Podemos, portanto, distinguir para cada caso:



4.2.2.1 Rigidez Nada

Nesta situação a secção global genérica da viga não se mantém plana, o estado de tensões e deformações da estrutura mista será o indicado na figura 53a.

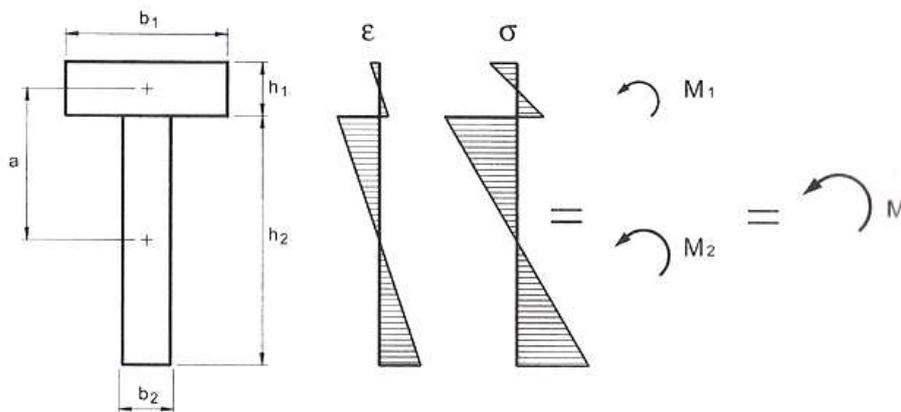


Fig. 53a: Deformações e tensões de flexão em uma viga mista com conexão de rigidez zero

Pela congruência do deslocamento transversal, as duas vigas ainda apresentarão a mesma curvatura em seções inicialmente da mesma abscissa x , medidas a partir de uma extremidade da viga (figura 53b).

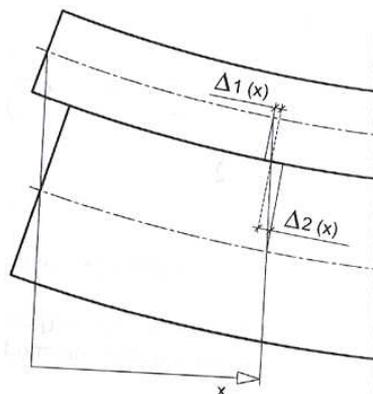


Fig. 53b: rolagem na interface

O sistema pode ser visto como consistindo de duas vigas operando "em paralelo" e, portanto, a rigidez à flexão da viga mista pode ser calculada da seguinte forma:

$$k_{\text{mista}} = k_1 + k_2 = \frac{1}{12} (E_1 I_1 + E_2 I_2)$$

O momento de tensão $M(x)$ distribui-se nas vigas proporcionalmente às respectivas rigidezes. De facto, dada a hipótese de congruência e considerando a hipótese de manutenção das secções planas válida para os elementos individuais sujeitos à flexão, obtemos:

$$M_1(x) = C_1 M(x) = \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} M(x)$$

Assim, é possível conhecer os momentos tensoriais das duas secções em função do momento tensorial externo:

$$M_1(x) = \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} M(x)$$

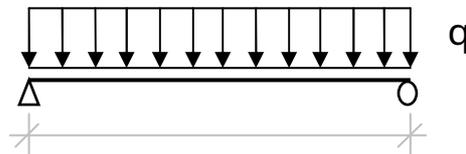
$$M_2(x) = \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} M(x)$$

Por fim, é possível avaliar o escoamento na interface entre as duas secções:

$$\sigma_1 = \frac{M_1(x)}{I_1} y = \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \frac{M(x)}{I_1} y$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2(x)}{I_2} y = \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \frac{M(x)}{I_2} y$$

No caso de uma viga simplesmente apoiada com carga uniformemente distribuída em todo o vão, obtemos:



$$M(x) = \frac{q x (l - x)}{2}$$

O deslizamento é nulo no centro e máximo nos apoios, onde se encontra o seguinte valor:

$$M_{\text{max}} = \frac{q l^2}{24}$$

4.2.2.2 Rigidez infinita

A seção global genérica da viga mista permanece plana, sem deslizamento na interface viga-laje. Com relação ao caso limite anterior, o momento tensor <bparece ser equilibrado não apenas pelos momentos M , mas também pelo torque oferecido pelas forças axiais N_1 e N_2 . O estado de tensão e deformação da seção mista será, portanto, semelhante ao ilustrado na figura 54.

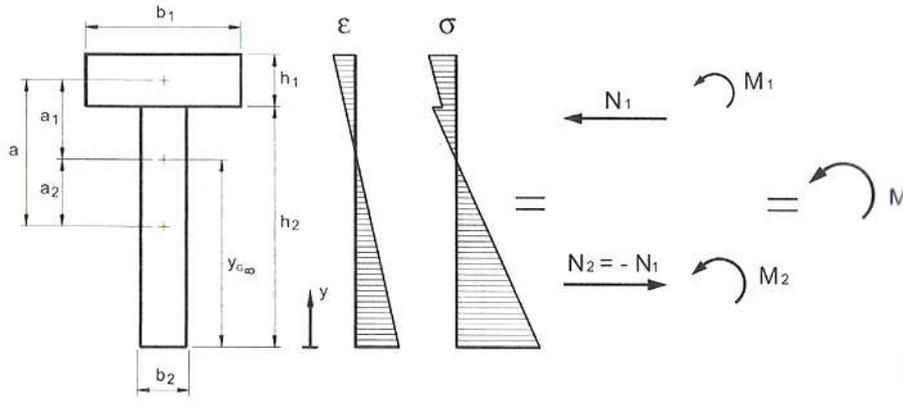


Fig. 54: Deformações e tensões de flexão em uma viga mista com ligação rígida

A posição do centro de gravidade da seção global, ponderada com os respectivos módulos de elasticidade do material, pode ser calculada a partir da borda inferior, como segue:

$$e_{u_{mn}} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i A_i y_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i} - \frac{a}{2}$$

As distâncias dos centros de gravidade dos elementos individuais da seção inteira são:

$$a_d = \frac{E_d A_d y_{dCG}}{\sum_{i=1}^n E_i A_i} - \frac{a}{2}$$

$$a_{mn} = \frac{E_m A_m y_{mCG}}{\sum_{i=1}^n E_i A_i} - \frac{a}{2}$$

$$e_{u_{d}} = \frac{E_d A_d y_{dCG}}{\sum_{i=1}^n E_i A_i} - \frac{1}{d}$$

A rigidez à flexão da seção mista pode então ser calculada através do teorema da transposição, sendo a rigidez à flexão do sistema com rigidez de conexão zero:

$$EI_{mix} = \sum_{i=1}^n E_i I_{i,CG} + \sum_{i=1}^n E_i A_i y_i^2$$

Com as suposições usuais de congruência, as tensões nos dois podem ser derivadas elementos componentes:

$$\sigma_d = \frac{M}{I_{mix}} y_d$$

$$\sigma_m = \frac{M}{I_{mix}} y_m$$

Através da relação de equilíbrio, $Q' = -Q''$, obtemos a seguinte expressão para a ação de urgência normal Q ou Q' , exceto pelo sinal:

$$Q' = -Q'' = \frac{dQ}{dx}$$

A tensão de deslizamento na interface viga-laje é calculada pela derivação da ação axial:

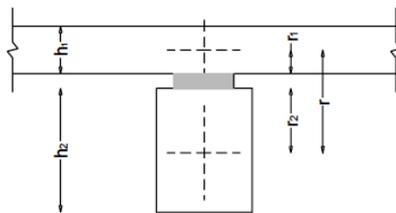
$$Q' = -Q'' = \frac{dQ}{dx} = \frac{d}{dx} \left(\frac{dQ}{dx} \right) = \frac{d^2Q}{dx^2}$$

4.2.2.3 Ligação semi-rígida

Em situações intermediárias de ligação semi-rígida, devido ao deslizamento relativo entre viga e laje, o comportamento estático real das estruturas mistas em questão pode ser rastreado até o esquema de duas vigas em paralelo, conectadas por meio de uma ligação deformável. O tratamento elástico geral deste problema foi fornecido por Newmark et al. (1951), com as seguintes hipóteses:

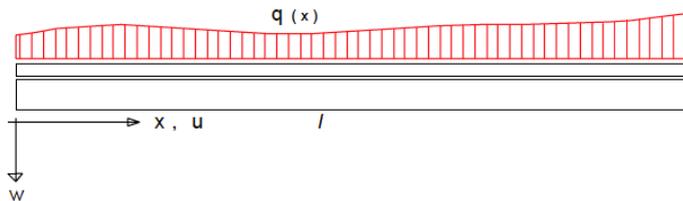
- Comportamento elástico-linear do material e da ligação;
- Pequenos deslocamentos e deformações (teoria de 1ª ordem);
- Curvaturas idênticas para elementos de viga e laje;
- Conservação das secções planas de cada elemento que constitui a secção;
- Ligação uniformemente distribuída ao longo da viga e vigas de seção constante ao longo do eixo longitudinal.

TRAVE COMPOSTA A CONNESSIONE DEFORMABILE



IPOTESI:

- Comportamento elastico lineare
 - Analisi del 1° ordine
 - Curvature identiche per gli elementi
 - Conessione "uniforme"
- $k = K/s = \text{cost}$



PASSO EQUIVALENTE

Na discussão geral, a ligação é considerada "uniforme": no caso de conectores pontuais de rigidez k , hipoteticamente idênticos e igualmente espaçados com passo s , isso equivale a considerar uma rigidez específica do sistema igual a $k = K/s$. Porém é bastante comum, para vigas em suporte simples com carga uniformemente distribuída, varie o passo dos conectores entre um valor máximo s_{max} na linha central, e um valor mínimo pode se referir para as distâncias, neste caso, equivalente

$$s_{min} = 0,75 \cdot P_y \quad s_{max} = 0,25 \cdot P_k$$

ESTADO DE TENSÃO DA ESTRUTURA COMPOSTA

De acordo com o tratamento geral para um sistema misto com dois elementos (Newmark, 1951), com referência à figura 55, é possível impor:

- **equações de equilíbrio** para o trecho de viga mista, para os elementos 1 e 2;
- **condições de congruência**;
- **relações de elasticidade** na hipótese de manutenção das seções planas.

Por simplicidade de exposição, sem ir muito longe em elaborações matemáticas, é possível obter uma equação diferencial de resolução de segunda ordem do seguinte tipo:

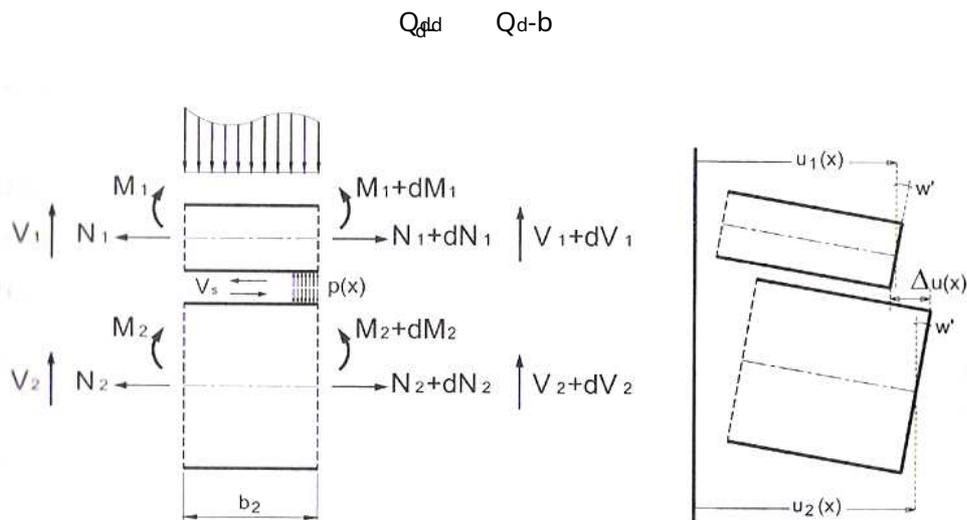


Fig. 55: Viga mista com ligação deformável

As seguintes suposições podem ser feitas:

- $j < b$;
- $j < b$;

portanto, é possível obter a expressão de Q_d :

$$Q_d = \dots$$

Conhecendo a expressão acima, é possível obter as demais grandezas e, conseqüentemente, o estado de tensões da estrutura mista.

TRATAMENTO SIMPLIFICADO POR REGULAMENTOS

A normativa em vigor, DIN 1052, Eurocódigo 5, propõe para a verificação de vigas mistas com ligação deformável, algumas fórmulas decorrentes de um tratamento simplificado do problema, no caso de viga em apoio simples e carga distribuída variável com lei senoidal com valor máximo j no meio da viga:

$$j = \dots$$

A seção mista tem um plano de simetria vertical e é constante ao longo do eixo retilíneo da viga: no presente caso, o elemento 1 representa a laje, o elemento 2 a viga. A escrita das equações de equilíbrio para a translação horizontal dos elementos, bem como a reescrita das equações de equilíbrio para o deslocamento u , permite chegar ao sistema de resolução de 3 equações diferenciais nas incógnitas u , v , w , etc.

Onde e é o vão efetivo calculado da viga mista para um sistema simples apoiado.

Na verdade é como se o elemento 1 fosse "ponderado" por um coeficiente $\alpha < 1$.

Você identificou a variável e como a distância entre os baricentros das seções geométricas dos elementos 1 e 2, mais a possível presença de um destacamento devido à presença de um tabique contínuo.

Nos cálculos, para o valor do módulo de escorregamento α , referente ao tipo de conector considerado, será assumido o seguinte valor:

- $\alpha = 0,5$ para verificação dos estados limites de utilização (deformabilidade);
- $\alpha = 0,7$ para verificar os estados limites últimos (tensões).

Uma vez determinada a rigidez efetiva da barra, será possível determinar, por meio das seguintes expressões, as tensões normais e de flexão atuantes no i -ésimo elemento, bem como as tensões nas arestas (ver figura 56):

<i>elemento 1</i> <i>PALMILHA</i>		<i>elemento 2</i> <i>FEIXE</i>	
ESTRESSSES			
$Q_{D,0}$	$\frac{\pm d \cdot Q_{D,0}}{EU} < 0$	Q_{0}	$\frac{oi}{EU} < 0$
$<D_{,0}$	$\frac{d}{EU} < 0$	$< ,_{0}$	$\frac{d}{EU} < 0$
TENSÃO			
$D_{,K8Z} - d$	$P_{,D} - \frac{Q_d}{OUd} \frac{0,5 \text{ anos} \cdot d}{d} < D_{,0}$	$,K8Z -$	$-P_{,-} \frac{Q}{OU} \frac{0,5 \text{ anos}}{d} < ,_{0}$
$D_{,y) - d$	$P_{,D} - \frac{Q_d}{OUd} \frac{0,5 \text{ ad} \cdot d}{d} < D_{,0}$	$,y) -$	$P_{,-} \frac{Q}{OU} \frac{0,5 \text{ anos}}{d} < ,_{0}$

Sendo σ_{bi} a tensão baricêntrica do i -ésimo elemento, σ_{fi} o componente de flexão da tensão a ser adicionado ou subtraído da tensão baricêntrica para obter as tensões nas bordas dos elementos constituintes.

Também será possível calcular a tensão de cisalhamento máxima atuante no elemento de alma (elemento 2, viga de madeira) e a força a que cada conector está submetido, utilizando as seguintes expressões:

$$\tau_{pkh} = \frac{0,5 \cdot Q_d}{EU} \cdot \alpha$$

$$W_{aa} = \frac{\pm d \cdot Q_{D,0}}{EU} \cdot \alpha$$

Visto que o comportamento da estrutura mista, além de ser função das características mecânicas dos elementos componentes, é fortemente influenciado pelo comportamento da ligação, é interessante, neste sentido, introduzir um parâmetro capaz de indicar sinteticamente a capacidade da ligação de limitar o deslizamento entre os componentes da viga mista. Este parâmetro adimensional, indicado com η , pode ser assumido para quantificar a eficiência da conexão e pode ser expresso por meio da seguinte fórmula:

$$\eta = \frac{M_{Lk@L}}{n \cdot F_{kL}}$$

Os valores do parâmetro acima estão no intervalo (0 e 1):

- Com conexões deformáveis $\alpha \rightarrow 0$;
- Com conexões muito rígidas $\alpha \rightarrow 1$;

Normalmente os valores encontrados no dimensionamento dos pisos mistos usuais de madeira, com laje de concreto, situam-se entre 0,4 e 0,7.

O parâmetro de eficiência pode ser de alguma ajuda na fase de projeto. De fato, durante a fase de projeto, é possível definir um valor limite para a deformação à flexão (por exemplo) induzida em exercício, a partir da soma das cargas variável e permanente, obtendo assim um valor mínimo exigido para

$$z = \frac{5j''}{384 E_{Uj}} \leq \frac{2500}{384 j}$$

Através deste valor, tendo verificado que $z \leq 1$, verifica-se que é possível configurar um sistema não linear de quatro equações nas incógnitas α, z, β, γ , que uma vez resolvido permite obter o valor mínimo para a rigidez específica do sistema de ligação, necessário para obter o valor desejado de

$$\gamma = \frac{\epsilon_d \cdot \alpha \cdot z}{1 - \beta}$$

a partir do qual é finalmente possível determinar o espaçamento equivalente dos conectores, sabendo que a rigidez específica é igual à razão entre a rigidez do conector único e o espaçamento equivalente

$$\alpha = \frac{\gamma}{E_{Uj}}$$

4.2.3 Aplicação FEM: piso composto de madeira e cal com conectores Al-fer srl

Os capítulos anteriores introduziram o método analítico, descrito pelos documentos normativos em vigor, com o qual é possível dimensionar um pavimento misto com ligação deformável. O conector seco Al-fer, até onde foi aprendido no curso desta discussão, é configurado precisamente como um sistema de conexão semirrígido.

A intenção que se coloca agora é conceber um modelo numérico de elementos finitos, com a ambição, que esta ferramenta seja capaz de descrever com suficiente aproximação, o comportamento de uma viga real mista em madeira e betão com conectores secos Al-fer srl. A validação deste modelo pode ocorrer por comparação com o modelo analítico introduzido anteriormente. Este estudo também pode ajudar a montar corretamente experimentos futuros em vigas reais já realizados na empresa Alfer srl em Verona e aguardando para serem testados.

Considera-se o caso de uma laje de piso de madeira-concreto, realizada com vigas de madeira maciça de 100 x 200 mm, classe C18, conectores secos Al-fer de 16 mm de diâmetro embutidos na laje de concreto de 50 mm (figura 57). Descreve-se a seguir apenas a verificação em fase única de operação da estrutura com concreto curado, assumindo que as vigas de madeira são escoradas na fase de concretagem.

dados do projeto

• **características geométricas**

Espessura da palmilha	th = 50mm
Mesa de madeira	t = 25mm
Base da seção da viga	b = 100mm
Altura da seção da viga	h = 200mm
Espaçamento entre as vigas	• = 600mm
Vão teórico das vigas	= 4000mm
Conectores secos Al-fer	d _{máximo} = 16mm
Pigging Comprimento das estacas	
na madeira	- 100milímetros
no concreto	- 40milímetros

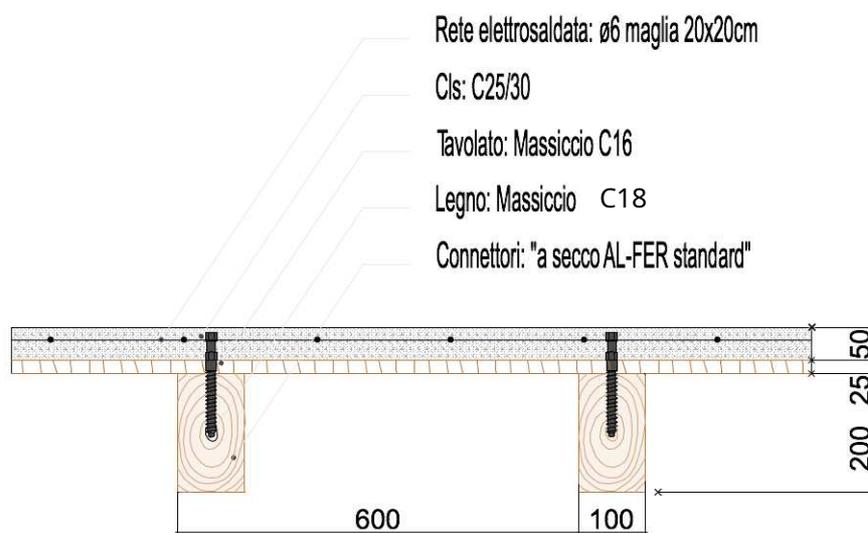


Fig. 57: Corte transversal do piso

• **Características do material**

Concreto

Classe C25/30	Não*- 25KN/mc
Densidade considerada	d- 31476N/mm ²
Módulo de elasticidade secante médio	

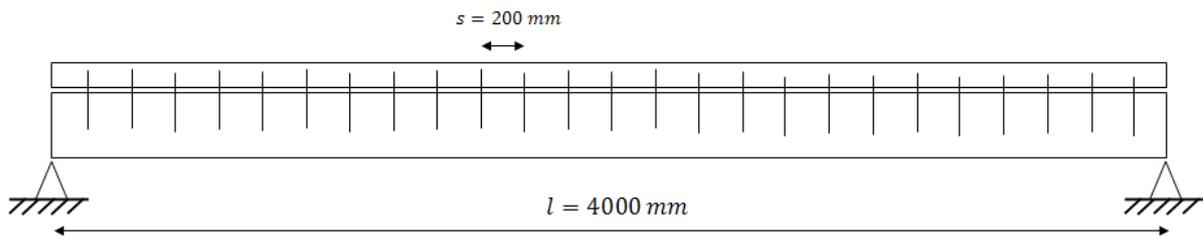
Madeira sólida

Classe C18	Não*- 6KN/mc
Densidade considerada	- 9000N/mm ²
Módulo elástico	

Conectores secos Al-fer

Aço chumbo tipo 9SMnPb36	- 210000N/mm ²
Módulo elástico	- ry- 10610N/mm
Rigidez da fase elástica (modelo bilinear Al-fer)	

- **Sistema de conexão com conectores secos Al-fer srl**



Disposição dos conectores dentro da viga

Por uma questão de simplicidade, um arranjo uniforme dos conectores foi escolhido, portanto, na determinação das quantidades efetivas do sistema, é feita referência ao passo $s = 200$ mm - 200SS.

- **Cargas e ações internas**

O piso é projetado para uma carga operacional total de 5,6 KN/m², que corresponde a uma carga na viga $q = 3,36$ KN/m. Foram consideradas as cargas usuais que geralmente são a base para o cálculo de um pavimento misto a ser utilizado como edifício residencial:

permanentes estruturais	Viga e laje	-D,*- 1,45KN/m ²
Permanente trazido	Substrato, tábuas, betonilha, piso, divisórias	-,*- 2.15KN/m ²
Variáveis	residência civil	—*- 2,00KN/m ²
		TOTAL = 5,60 KN/m ²

momento do ponto médio

$$M = \frac{q}{8} \cdot l^2 = \frac{3,36}{8} \cdot 4000^2 = 6,72 \cdot 10^6 \text{ Qs}$$

Corte de suporte

$$V = \frac{q}{2} \cdot l = \frac{3,36}{2} \cdot 4000 = 6720 \text{ Q}$$

MODELO ANALÍTICO

As características das tensões nos materiais que constituem a secção mista são determinadas a seguir, com referência ao modelo teórico simplificado apresentado nos parágrafos anteriores.

Rigidez à flexão dos dois elementos em paralelo

$$E_{\text{par}} = \frac{1}{12} \cdot I_{\text{par}} \quad \text{para } I_{\text{par}} = 7,97 \cdot 10^{10} \text{ DdQSS}$$

Rigidez à flexão da seção composta:

$$E_{\text{mn}} = \frac{I_{\text{par}} + \sum I_{\text{ou}}}{2} = \frac{7,97 \cdot 10^{10} + \sum I_{\text{ou}}}{2} = 226 \text{ SS}$$

$$e_u - \frac{\text{para}}{2} \frac{\text{para}}{2} - 150 \text{ SS}$$

$$a_{,n} - E U_{mn} - \frac{\text{para}}{2} - 126 \text{ Pontos}$$

$$ad, \text{n\~{a}o- para} \frac{\text{para}}{2} - E U_{mn} - 24 \text{ SS}$$

$$\text{n\~{a}o- } \wedge _ - \wedge _ \text{ ou } a _ - \& \text{ ou } i - 4,20 \text{ 10dQSS}$$

Rigidez à flexão para sistema com conexão deformável:

$$E U_{\zeta} - u v - 200 \text{ SS}$$

$$- - k_{SER,AL-FER} = 10610 \text{ N/mm}$$

$$\ddagger d - \wedge \frac{1}{-} \frac{\epsilon_{dOUdL} (\%)}{-} \text{SD} - 0,083$$

$$\ddagger - 1$$

$$e_u - \frac{\text{para}}{2} \frac{\text{para}}{2} - 150 \text{ SS}$$

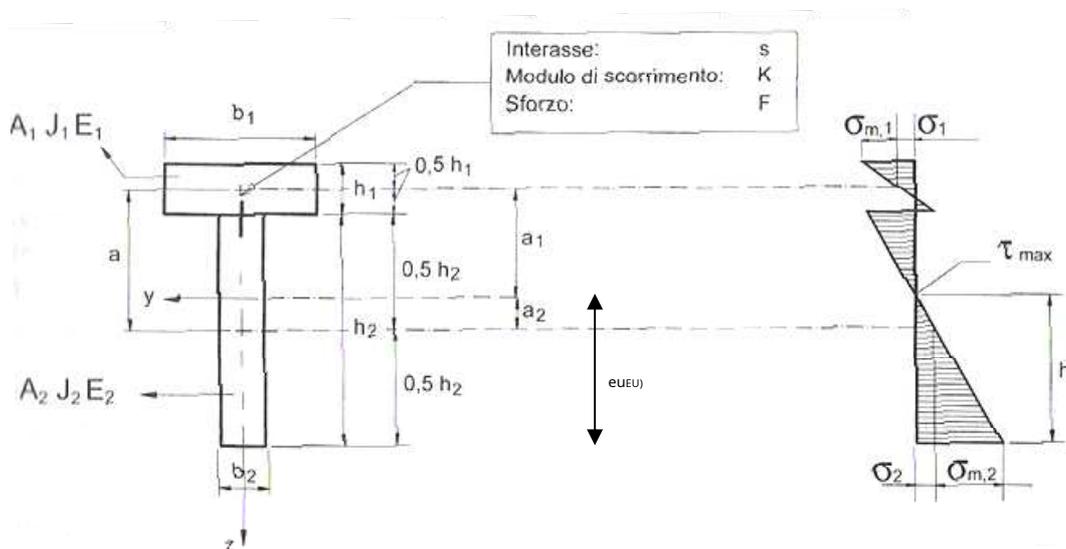
$$e_u - \frac{\ddagger \text{DOUdad}}{\ddagger d \text{ dOUd}} \text{ ou} - 46 \text{ SS}$$

$$ad - e_u - e_u - 104 \text{ Pontos}$$

$$E U_{\zeta} - \wedge _ D \quad \ddagger \text{ oi} \quad \ddagger d \cdot \text{dOUdad} - 2.03 \text{ 10dQSS}$$

$$e_u E U_{\zeta} - \frac{\text{para}}{2} a - 146 \text{ Pontos}$$

O eixo neutro corta a viga de madeira como na imagem a seguir



eficiência da conexão

$$\eta = \frac{EU}{\text{não}} = 0,36$$

Valor de acordo com o pressuposto anteriormente assumido, 0,4 z/z 0,7.

Assim, é possível determinar as tensões máximas que atuam nos vários elementos:

$$\sigma < \frac{j}{8} = 6,72 \cdot 10^{-3} \text{ QS}$$

PALMILHA

$$Q_d = \frac{F_d \text{ ou } d}{EU} < 27218 \text{ Q}$$

$$\sigma_d = \frac{d}{EU} = 6,51 \cdot 10^{-3} \text{ QS}$$

$$D_{k8Z} = P_{D} = \frac{Q_d}{OU_d} = \frac{0,5 \text{ anos}}{d} < 1,35 \text{ } \tau_{Mj}$$

$$D_{1y} = P_{D} = \frac{Q_d}{OU_d} = \frac{0,5 \text{ anos}}{d} < 1,70 \text{ } \tau_{Mj}$$

FEIXE

$$P = \frac{oi}{EU} < 27218 \text{ Q}$$

$$\sigma = \frac{\dots}{EU} < 2 \cdot 10^{-3} \text{ QS}$$

$$D_{k8Z} = P = \frac{Q}{OU} = \frac{0,5 \text{ anos}}{\dots} < 1,62 < \tau_{Mj}$$

$$D_{1y} = P = \frac{Q}{OU} = \frac{0,5 \text{ anos}}{\dots} < 4,34 < \tau_{Ma}$$

força de cisalhamento atuando no elemento de teia:

$$\tau = \frac{j}{2} = 6720 \text{ Q}$$

$$\tau_{Ph} = \frac{0,5 \cdot \dots}{EU} < 0,43 < \tau_{Mj}$$

força à qual o conector mais tensionado é submetido:

$$W_{aa-d} = \frac{F_d \text{ ou } d}{EU} = 5444 \text{ Q}$$

deflexão máxima na linha central:

$$\tau_{Ph} = \frac{5j''}{384 EU} = 5,52 \text{ SS}$$

O modelo analítico é simples e pode ser aplicado imediatamente, mas o limite mais restritivo é aquele que fornece valores de tensões e tensões em pontos bem definidos da viga.

Este fato pode ser resolvido introduzindo um modelo numérico de elementos finitos capaz de responder corretamente ao problema e simultaneamente fornecer valores discretos ao longo de todas as seções dos elementos que constituem o sistema misto.

MODELO NUMÉRICO

Para o modelo numérico, a viga foi dividida em 18 silhares de 200mm de comprimento e 4 silhares de 100mm de comprimento, adotando um esquema estático de viga em apoio simples do tipo dobradiça no apoio direito e carrinho no apoio esquerdo.

Na análise de elementos finitos, utilizando o programa Straus 7 Release 2.3.3, a viga e a laje foram modeladas com elementos de viga, conforme figura 58.

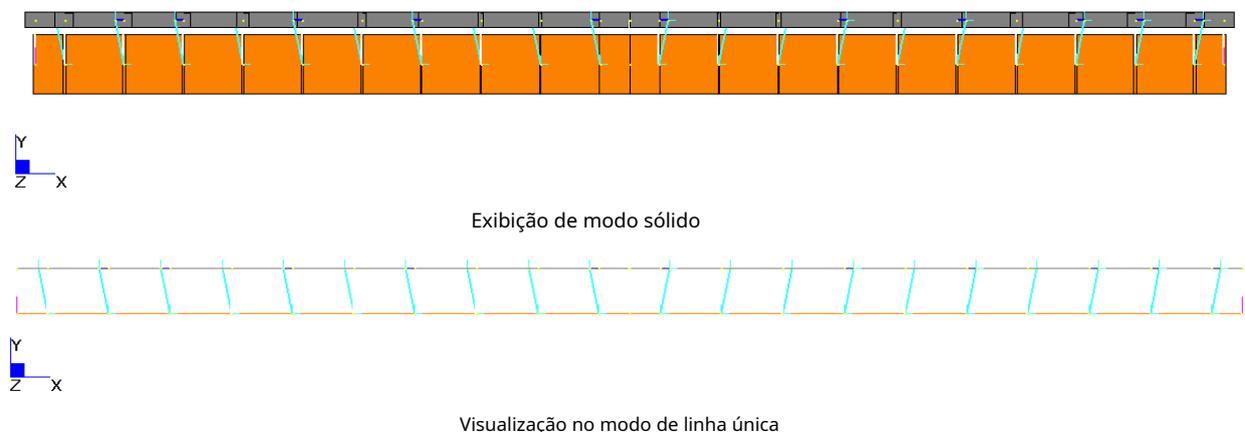


Fig. 58: Corte longitudinal adotado para o modelo FEM

Com as hipóteses assumidas, tanto a viga como a laje são esquematizadas com vigas capazes de descrever bem tanto os parâmetros mecânicos como os geométricos, para este último aspecto ver o corte transversal na figura 59. Quanto à presença do tabique contínuo, este foi modelado com presença de desnível proporcional à altura t , conforme sugerido pelos documentos normativos.

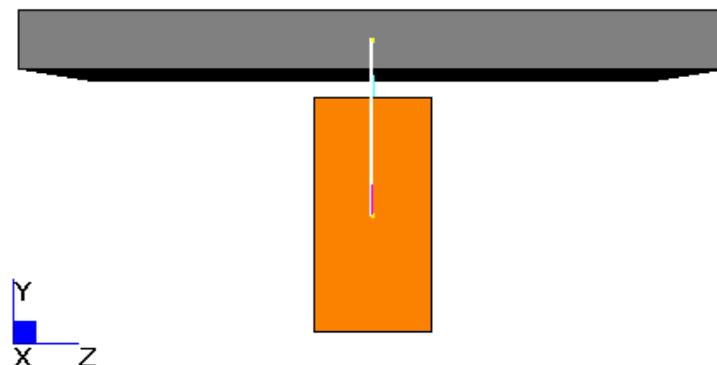


Fig. 59: Geometria do elemento em uma seção transversal do modelo FEM

Conector seco Al-fer

O conector seco Al-fer foi modelado com molas inseridas entre os nós da laje e ligações rígidas conectadas aos nós da viga de madeira (figura 60a). Os nós da viga e da laje também são conectados com ligações de biela para evitar deslocamentos verticais relativos.

Esta abordagem é justificada pelo fato de que no capítulo 3 foi proposto um modelo bilinear para o comportamento do conector Al-fer seco, e agora está disponível uma curva força-deslocamento derivada de experimentos de laboratório (figura 60b). Além do que foi dito, a lógica de exploração desse modelo é razoável pelo fato do sistema misto em questão apresentar características mecânicas e geométricas análogas aos corpos de prova ensaiados experimentalmente.

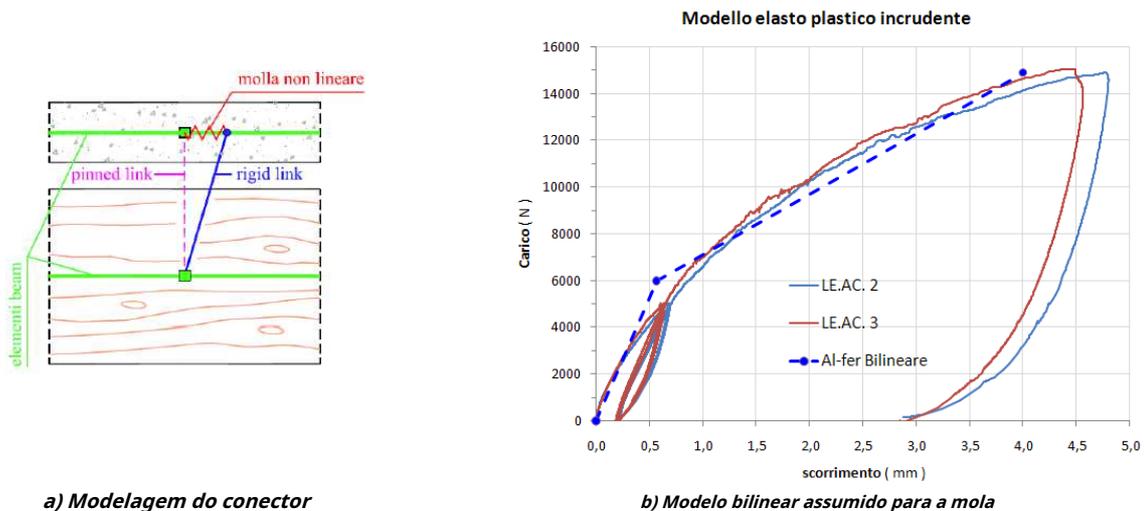


Fig. 60: Geometria do elemento em uma seção transversal do modelo FEM

	ramo elástico		ramo de plástico	
Rigidez	k_E	= 10611 N/mm	k_P	= 2591 N/mm
Poder	v_{oar}	= 6000 Não	E_{ra}	= 14900 Não
rolagem	m_{orrer}	= 0,565 milímetros	d_u	= 4 milímetros

O modelo bilinear acima foi aplicado ao elemento mola-amortecedor através da atribuição de uma tabela **Força vs Deslocamento**.

Para validar o modelo numérico através do analítico, foi realizada uma análise considerando um comportamento elástico linear de cada elemento do sistema. A atribuição das cargas foi feita criando 3 casos de carga:

- 1_Permanente estrutural (atribuindo gravidade à viga e laje $g_y = -9810 \text{ mm/s}^2$)
- 2_Perm usado (atribuindo uma carga distribuída na viga de madeira)
 - $\xi_{,*-}, *,* \bullet - 1,29 \text{ KN/m}$
- 3_Variáveis (atribuindo uma carga distribuída na viga de madeira)
 - $j_{,*-}, *,* \bullet - 1,20 \text{ KN/m}$

2 combinações de carga foram então criadas:

	extensão SLE	ULS
1_Permanentes estruturais	1	1.3
2_Perm usado	1	1,5
3_Variáveis	1	1,5

Deve-se notar que tal abordagem se presta bem a verificações estruturais (SLU), porém isso implicaria na adoção de uma regulamentação específica e na utilização dos coeficientes de segurança relativos, introduzindo elementos que poderiam dificultar a comparação com o modelo analítico.

Os resultados obtidos da análise FEM são relatados abaixo.

FORÇA DE DESLIZAMENTO

	MIN	MAX
Força(N)	-27609	27609
	[Bm:26]	[Bm:27]

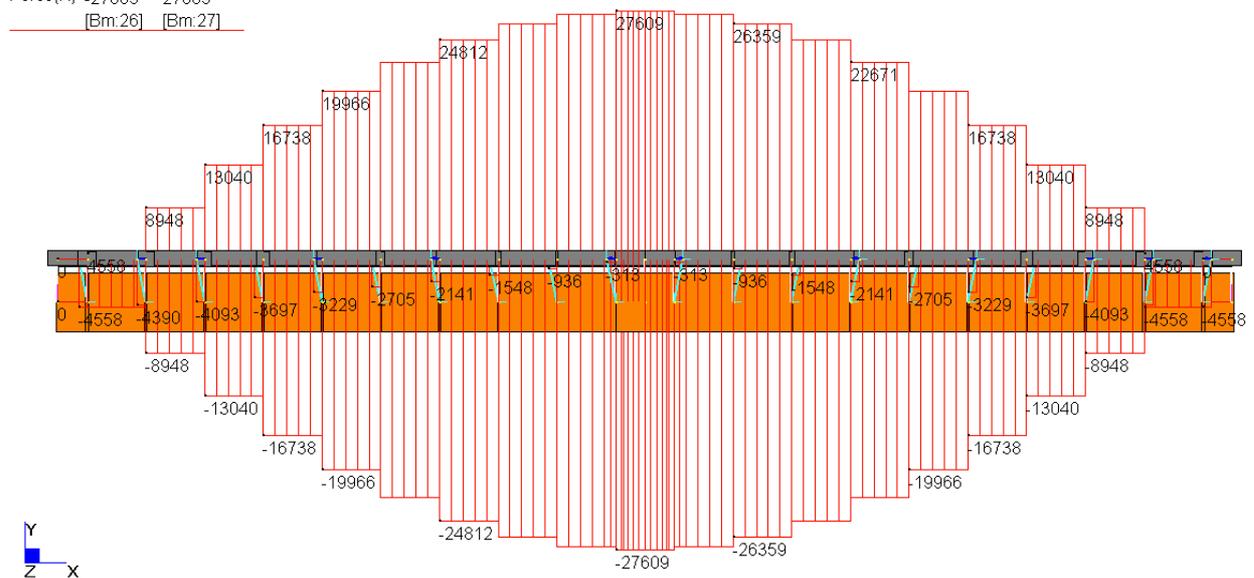


Fig. 61: Força de deslizamento na laje (diagrama inferior, No negativo) e na viga (esquema superior N2 positivo)

	MIN	MAX
Força(N)	-4558	-313
	[Bm:59]	[Bm:64]

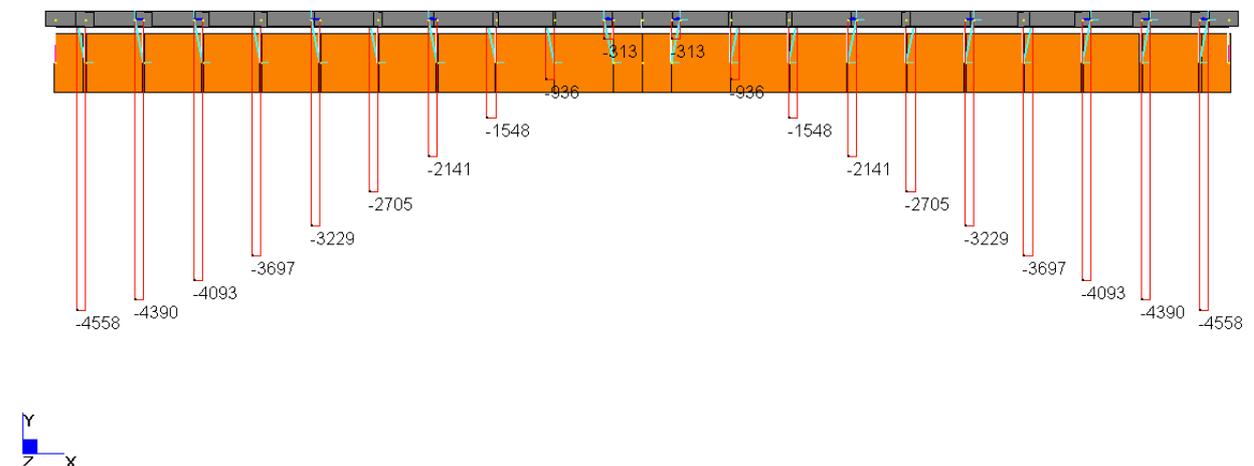
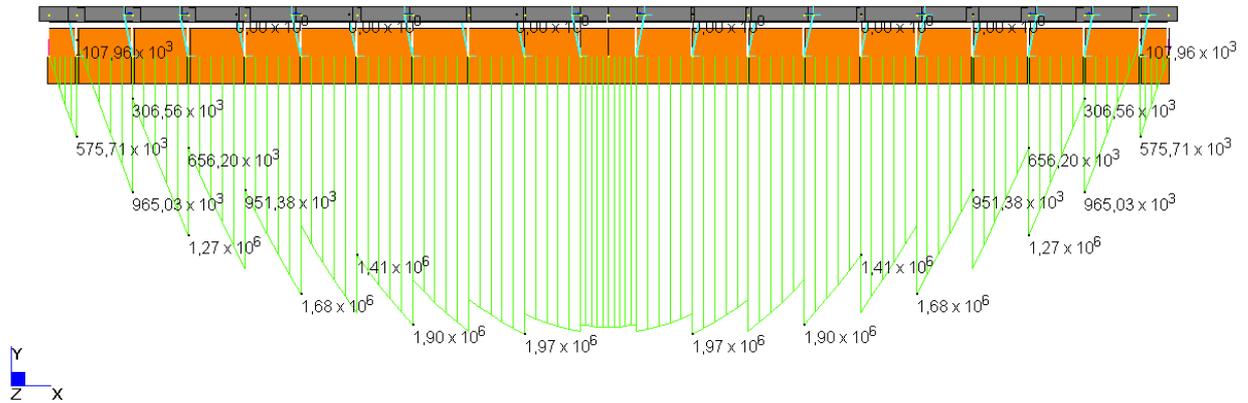


Fig. 62: Força de deslizamento nos conectores

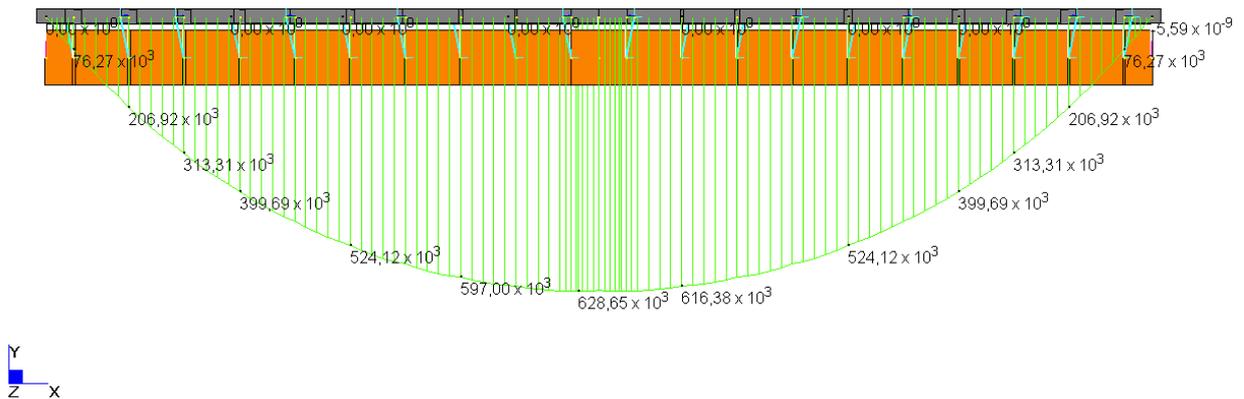
MOMENTOS DE FLEXÃO

	MIN	MAX
BM2(N.mm)	$-107,96 \times 10^3$	$1,97 \times 10^6$
	[Bm:10]	[Bm:3]



m2: Momento fletor na viga

	MIN	MAX
BM2(N.mm)	$-5,59 \times 10^9$	$628,65 \times 10^3$
	[Bm:51]	[Bm:26]



m1: Momento fletor na laje

Fig. 63: Momentos fletores nos elementos

Fibre Stress (MPa)

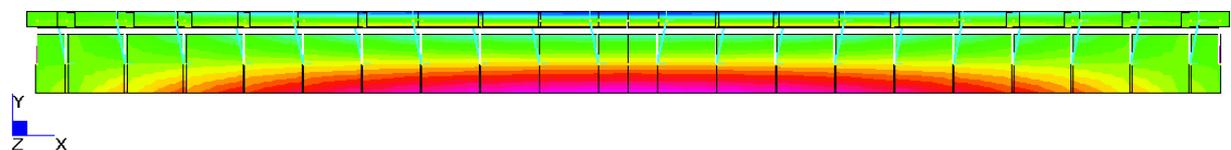
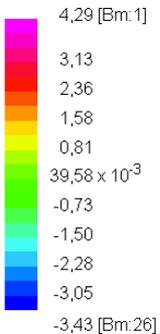
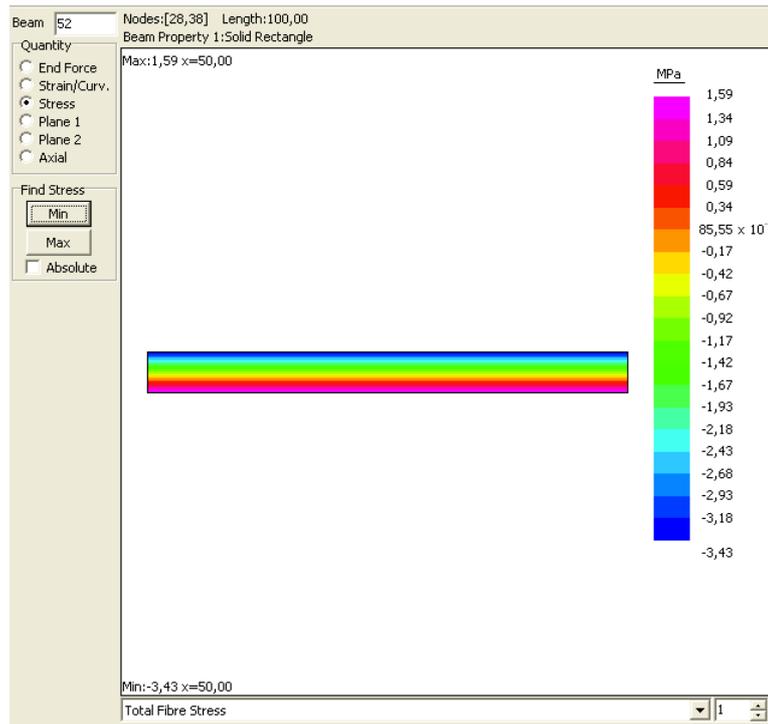
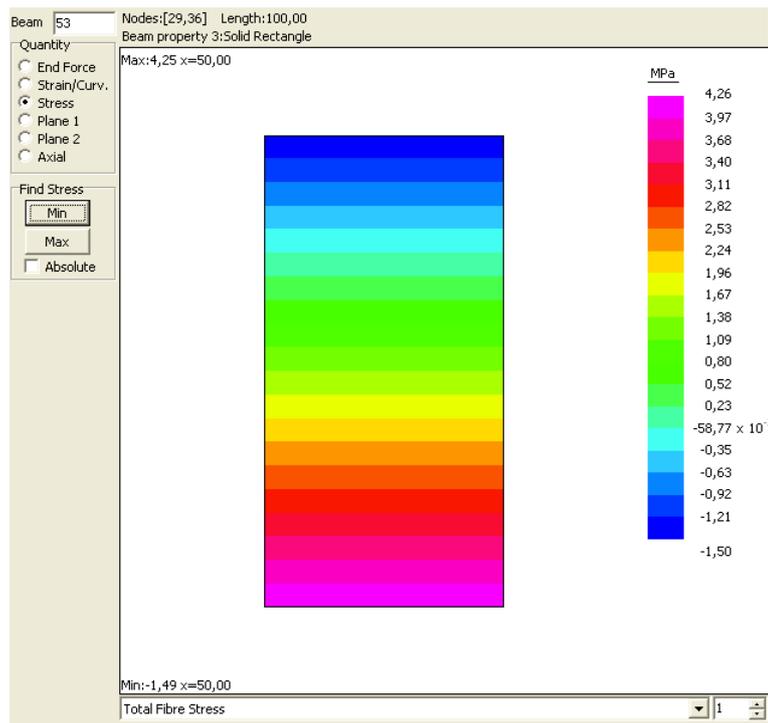


Fig. 64: Tensões totais no sistema misto



Tensões totais na laje(K&šŽeD,_)y)

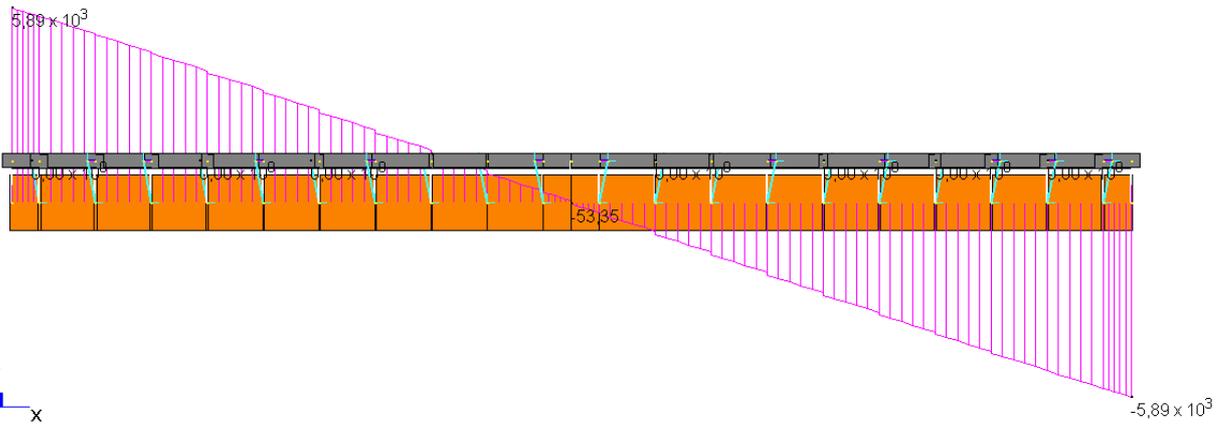


Tensões totais na viga(K&šŽe,_)y)

Fig. 65: Tensões nos materiais

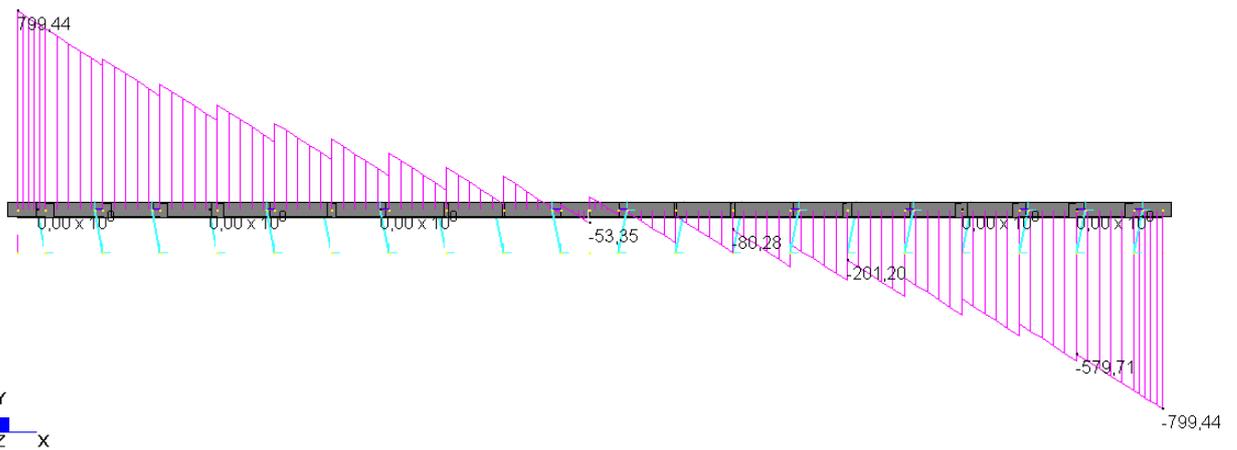
CORTAR

	MIN	MAX
SF2(N)	$-5,89 \times 10^3$	$5,89 \times 10^3$
	[Bm:38]	[Bm:11]



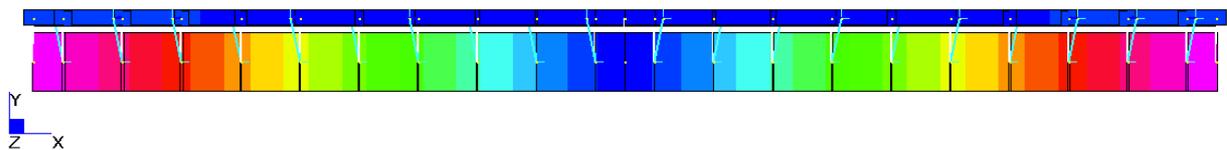
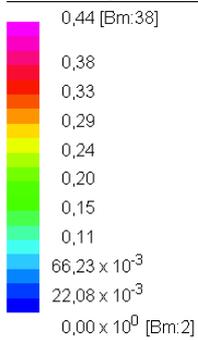
Corte na trave

	MIN	MAX
SF2(N)	-799,44	799,44
	[Bm:51]	[Bm:25]



Corte na palmilha

Max Shearing Stress2 (MPa)



Estresse tangencial

Fig. 66: Força de cisalhamento e tensões de cisalhamento

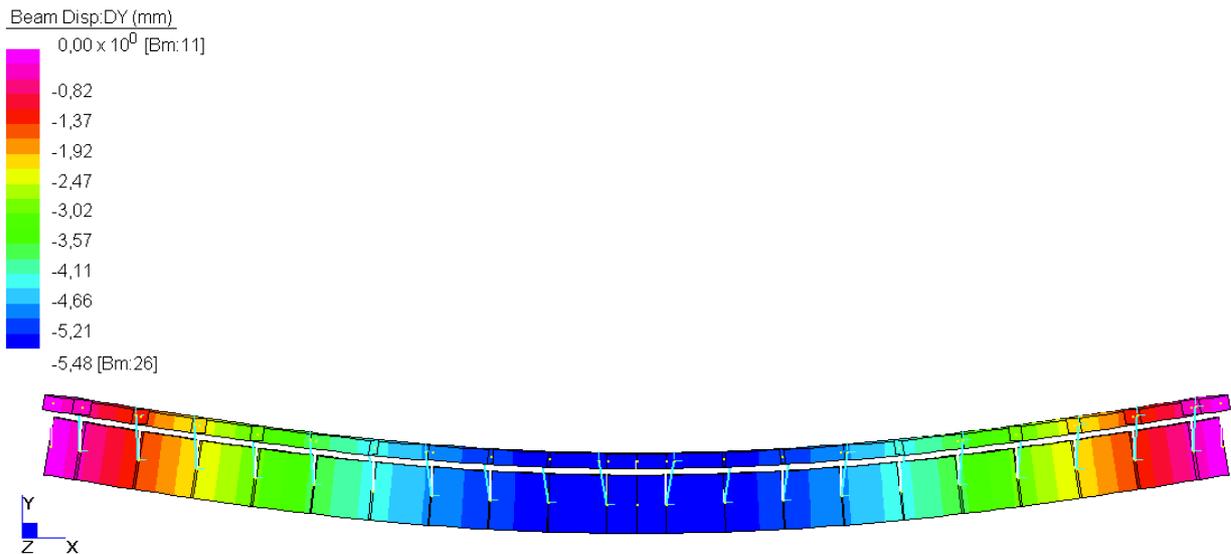


Fig. 67: deslocamentos ao longo de y do sistema misto. Seta máxima no meio

O modelo numérico apresentado pode agora ser comparado com os resultados obtidos a partir do modelo analítico.

	Analítico	fêmea	Desvio
Seta	5,52 mm	5,48 mm	0,7%
Força de rolagem	27218 Não	27609 Não	1,4%
momento concreto	$6,51 \cdot 10^5 \text{ N mm}$	$6,29 \cdot 10^5 \text{ N mm}$	3,5%
momento de madeira	$1,99 \cdot 10^6 \text{ N mm}$	$1,97 \cdot 10^6 \text{ N mm}$	1%
conector F	5444 Não	4558 Não	20%

A partir da avaliação da variância entre os resultados, verifica-se que o modelo numérico introduzido está em boa concordância com o modelo analítico. Os erros cometidos pela utilização dos dois modelos são inferiores a aproximadamente 3% se excluídos os dados relativos à última linha da tabela acima. De fato, a força máxima no conector do modelo numérico desvia da força analítica em 20%; presumivelmente devido ao fato de o modelo analítico fornecer valores excessivamente favoráveis à segurança, uma vez que não leva em consideração a deformabilidade da ligação, que redistribui a força de deslizamento.

Bibliografia

- [1] TURRINI G. e PIAZZA M., *Uma técnica de recuperação estática para pisos de madeira*, Para recuperar5, 1983.
- [2] TURRINI G. e PIAZZA M., *O comportamento estático da estrutura mista de madeira e concreto*, Para recuperar6, 1983.
- [2] TURRINI G. e PIAZZA M., *Aspectos de aplicação de técnicas para a construção de estruturas mistas de madeira e concreto.*, Actas do 1º Congresso: Madeira em restauro, restauro em madeira, Florença, 1983 (c).
- [4] Piazza M., Tomasi R., Modena R., *estruturas de madeira*, Hoepli, 2005.
- [5] Scibilla N., Estruturas mistas aço-concreto madeira-concreto, Dario Flacovio Editore srl, 2002.
- [6] Giuriani E., Frangipane A., *Seção composta de madeira para concreto para endurecimento de pisos de vigas de madeira antigas*, Universidade de Trento, Proceedings of the "1st Italian Workshop on Composite Structures", Trento, 17-18 de junho de 1993.
- [7] Capretti S., Ceccotti A., *Pisos compostos de madeira e concreto: método de cálculo de acordo com EC5*, L'Edilizia, n.12, p.747-752, 1992.
- [8] Modena C., Tempesta P., Tempesta F., *Uma técnica seca*, O Edifício n.11-12 p.22-32, 1997.
- [9] GELFI P., MARINI A., *Pavimentos mistos em madeira e betão. Métodos de verificação*, edifício n. 153-154, 2008.
- [10] GELFI P., GIURIANI E., *Influência do deslizamento laje-viga na flecha de vigas mistas*, Revista Internacional de Restauração de Edifícios e Monumentos no. 9, pp. 475-490, 2003.
- [11] GELFI P. – GIURIANI E. – CATTANEO E. – NICHETTI E., Vigas mistas em madeira e concreto com conectores de pinos, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brescia, Itália, Relatório Técnico no. 2, 1995

Requisitos normativos

- (1) Portaria Ministerial 14/01/2008 "Normas Técnicas para Construção - NTC2008"
- (2) CNR-DT 206/2007 – "Instruções para Projeto, Execução e Controle de Estruturas de Madeira"
- (3) Eurocódigo 5, *Projeto de estruturas de madeira*. UNI ENV 1995-1-1.