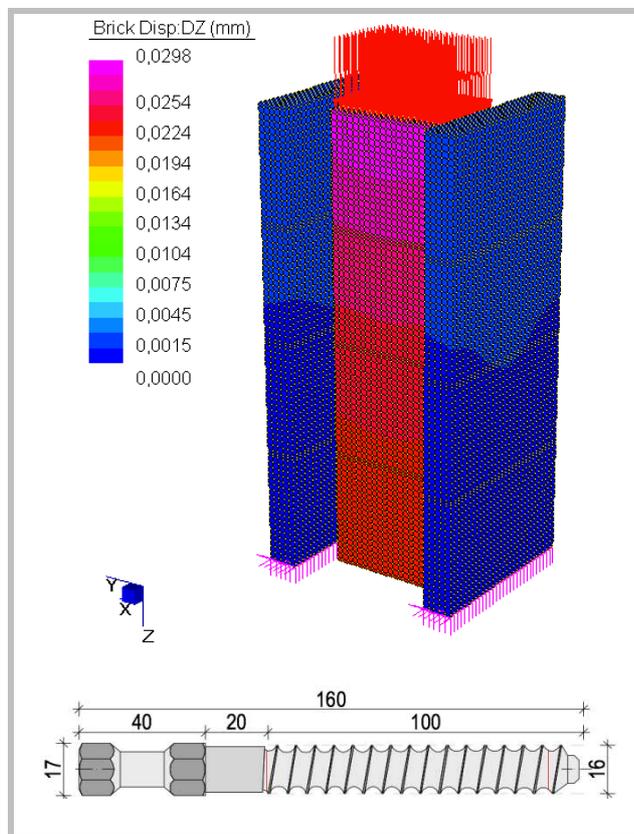


# „Belastungstest virtuelles Labor Trockenverbinder Al-fer srl“



Ing. Cristian Zenari

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Beschreibung der experimentellen Tests</b> .....	<b>3</b>
2.1	Einführung.....	3
2.2	Experimentelle Beweismatrix.....	3
2.3	<b>Stahlverbinder und Holzbalken LE.AC.1/2/3</b> .....	<b>4</b>
2.3.1	Der al-fer Trockenstecker.....	4
2.3.2	Geometrie der Proben.....	4
2.3.3	Schema der Prüfungen.....	5
2.3.4	Testmatrix Holz Stahl .....	5
2.4	Experimentelle Antwort .....	6
2.4.1	Prüfbericht .....	6
2.4.2	Verfügbare Daten.....	6
2.4.3	LE.AC.1.....	7
2.4.4	LE.AC.2.....	12
2.4.5	LE.AC.3.....	fünfzehn
2.4.6	Schlussfolgerungen.....	16
<b>3</b>	<b>Steifigkeit der Verbindung</b> .....	<b>17</b>
3.1	Einführung.....	17
3.2	Referenzexemplare.....	17
3.3	<b>Analytische Modelle zur Berechnung von Steifigkeit und Tragfähigkeit</b> .....	<b>18</b>
3.3.1	Stiftverbinder mit Epoxidharz mit dem Holz verbunden.....	18
3.3.2	Trockene Anschlüsse in kalibrierten Löchern .....	21
3.3.3	Vorschriften.....	26
3.3.4	Vergleich der vorgeschlagenen analytischen Modelle .....	31
3.3.5	Linearisierung der Kapazitätskurve .....	32
3.3.6	Bilineares Al-Fer-Modell.....	34
3.4	Überlegungen.....	35
<b>4</b>	<b>Numerische Modelle</b> .....	<b>36</b>
4.1	Gesamtprobe.....	36
4.1.1	Definition von Geometrie und Art der Elemente .....	36
4.1.2	Definition von Randbedingungen .....	37
4.1.3	Definition der Lastbedingungen .....	38
4.1.4	Definition von Materialeigenschaften .....	39
4.1.5	Modellauflösung.....	40
4.1.6	Nachbearbeitung des Modells .....	40
4.1.7	Freie Knicklänge .....	48
4.1.8	Schlussfolgerungen .....	51
4.2	Verbundträger .....	55
4.2.1	Einführung .....	55
4.2.2	Verbundträgertheorie .....	55
4.2.3	FEM-Anwendung: Holz-Beton-Verbunddecke .....	55
	oder mit Steckverbindern von Al-fer srl.....	63
	Literaturverzeichnis.....	75

# 1 EINLEITUNG

Ziel der durchgeführten Studie ist die mechanische Charakterisierung eines speziellen Verbinders, der von der Firma Al-fer srl aus Montorio (VR) patentiert wurde und für den Bau von Holz-Beton-Mischkonstruktionen verwendet wird. Die Ergebnisse von Push-Over-Tests, die an Beton- und Holzproben durchgeführt wurden, die mit Al-fer-Verbindern in digitaler Form montiert wurden, sind verfügbar. Diese Ressource hat den Autor veranlasst, die Hauptfaktoren zu untersuchen, von denen dieses Phänomen abhängt. Wir werden Schritt für Schritt vorgehen, zunächst die verfügbaren Daten veranschaulichen und dann Vergleiche mit analytischen Modellen aus der Gesetzgebung, mit analogen Verbindungssystemen und schließlich mit numerischen Simulationen anstellen. Daher wurde ein vereinfachtes Modell für die Steifigkeit der Verbindung vorgeschlagen, das für praktische numerische Implementierungen geeignet ist,

## 2 Beschreibung der experimentellen Tests

### 2.1 Einführung

Im Juni 2002 wurde an der Fakultät für Bauwesen und Verkehr der Universität Padua eine experimentelle Studie durchgeführt, die darauf abzielte, die Wirksamkeit des mechanischen Verhaltens der Trockenverbinder von Al-fer srl für den Bau von gemischten Holz-Beton-Böden zu bewerten. Im Labor wurden Rutschtests (Push-out) an Ad-hoc-Proben durchgeführt, diese Tests ermöglichen die Identifizierung der charakteristischen Parameter, sowohl des Widerstands als auch der Verformbarkeit, für die Gestaltung des Eingriffs der Bewehrung auf bestehenden und neu gebauten Böden; insbesondere zielte die Studie darauf ab, den Koeffizienten der spezifischen Steifheit (Gleitmodul des Verbinders) zu kalibrieren, von dem der Wert des Koeffizienten der Wirksamkeit der Verbindung der zusammengesetzten Verbundstruktur abhängt.

Die Versuche haben die Last-Verschiebungs-Diagramme geliefert und werden erst nach der Beschreibung der durchgeführten Versuchstätigkeit vorgestellt.

### 2.2 Experimentelle Beweismatrix

Die Versuchstätigkeit umfasste Vorversuche zur physikalisch-mechanischen Qualifizierung der Grundwerkstoffe (insbesondere Holz, Beton und Verbindungselemente) sowie ausdrückmechanische Versuche an mit vor Ort hergestellten Betonplatten bewehrten Holz- oder Betondeckenelementen. Heute sind aus unbekanntem Gründen nur die mechanischen Qualifikationstests des Steckverbinders verfügbar; während die Daten bezüglich der mechanischen Eigenschaften von Beton und Holz für die numerischen Anwendungen geschätzt wurden.

Die Schlupftests zur Bewertung der Wirksamkeit der Verbindung wurden an drei verschiedenen Testkonfigurationen durchgeführt, wie unten angegeben. Insbesondere wurde die Verwendung von Stahl- und Aluminiumverbindern für die Verstärkung bestehender Holzböden mit Betonplatten ins Auge gefasst, während für den Ziegel-Zement-Boden nur eine Verbindung mittels Stahlverbindern mit der Platte ins Auge gefasst wurde.

Um ausreichend aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten, wurden 3 experimentelle Tests für jede Kombination von Verbindern/Bestandsbodentyp durchgeführt. Daher lässt sich die Evidenzmatrix wie folgt zusammenfassen:

LE.AC.1/2/3	(Beam rein <b>DIE</b> gno.connectors inv. <b>Chr</b> hallo.testnummer); (Beam rein <b>DIE</b>
LE.AL.1/2/3	gno.connectors in <b>ZUM</b> Aluminium.Probennummer); (Beam rein <b>c</b> Armato
CA.AC.1/2/3	element.connectors inv. <b>Chr</b> hallo. Testnummer).

**Tab. 1: Gesamte Beweismatrix**

Diese Arbeit analysiert im Detail die Versuchsreihen mit Steckverbindern inv. **Chr**Hallo und beamen Sie sich rein **DIE**gno, da es heutzutage in der Baubranche von unzweifelhaftem Interesse ist. Tatsächlich gibt es in den letzten Jahren ein wachsendes Interesse an gemischten Holz-Beton-Konstruktionen, sowohl im Hinblick auf die Sanierung als auch auf den Neubau. Diese Eingriffe sind durch die Verwendung spezieller Verbindungsvorrichtungen möglich, für die der Trockenverbinder Al-fer srl ein Beispiel unter den vielen auf dem Markt erhältlichen darstellt.

## 2.3 Stahlverbinder und Holzbalken LE.AC.1/ 2/3

### 2.3.1 Der al-fer Trockenstecker

Der Trockenverbinder von Al-fer srl wird durch geeignetes Formen eines Bleistahlstabs vom Typ 9SMnPb36 hergestellt. Fig. 1 zeigt die Geometrie und einige Querschnitte derselben.

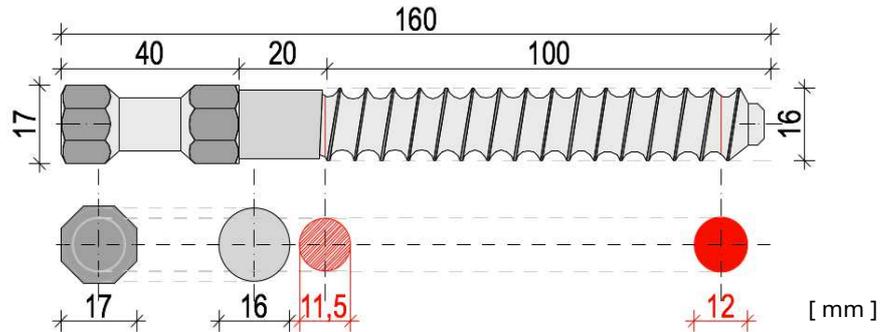


Abb. 1: Geometrie trockener Verbinder Al-fer srl

### 2.3.2 Geometrie der Proben

Repräsentative Muster bestehender Dachgeschosse in **Holz** Sie bestanden aus einem einzigen zentralen Holzbalken (14 x 20 cm und 76 cm lang) mit zwei 5 cm dicken Stahlbetonplatten an den Seiten, einschließlich elektrogeschweißter Maschen. Getestet wurde das Verhalten von Stahlverbindern mit einem Nutzdurchmesser von 16 mm in einem Abstand von 19 cm. Zwischen den Platten und den Balken wurde ein 2,5 cm dickes Holzbrett eingelegt, das auf beiden Seiten über dem Balken durchgehend war.

Abb. 2 zeigt Plan und Schnitt durch ein typisches Exemplar.

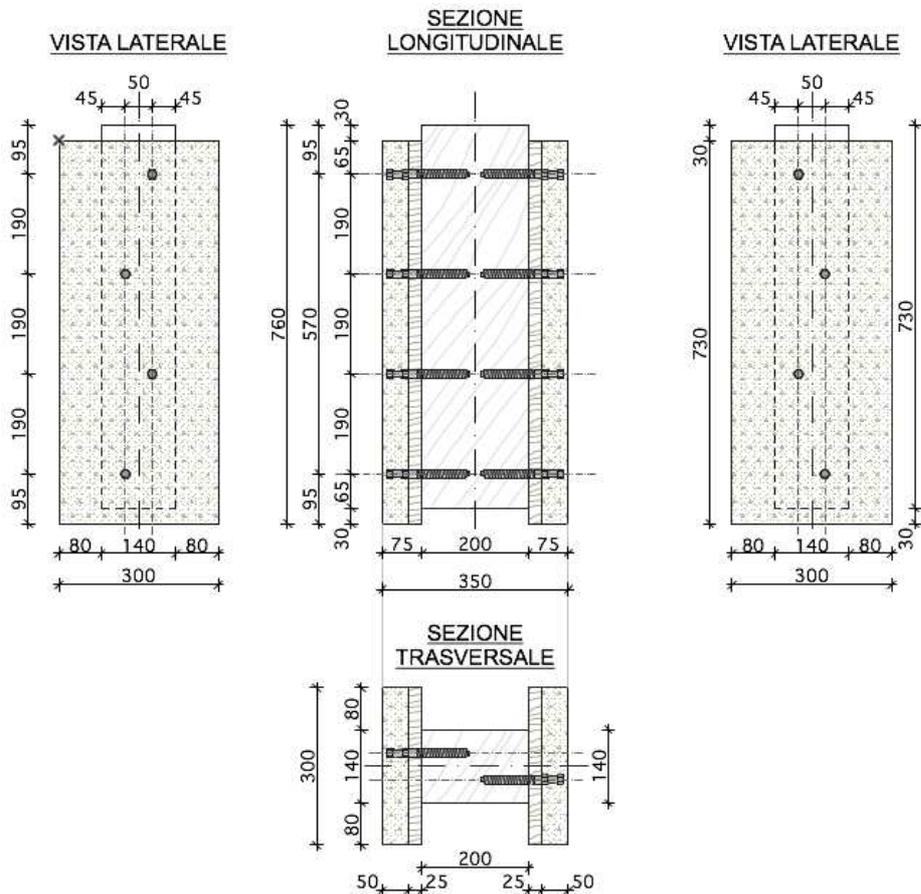


Abb. 2: Geometrie der Fallproben aus Holzbalken und Stahlverbindern

### 2.3.3 Schema der Prüfungen

Fig. 3 zeigt das Schema der Tests; Die vertikale Belastung wurde durch einen vorläufigen Setzungszyklus und anschließende Messzyklen bis zum Versagen aufgebracht, das je nach getesteter Probe variierte.

Zur Durchführung der Tests wurden die folgenden Geräte verwendet, die im Labor für experimentelle Materialprüfungen der Abteilung für Bau und Verkehr der Universität Padua verfügbar sind:

- N. 1 Erfassungseinheit „Spider 8“;
- N.4 induktive Wegaufnehmer Typ W;
- N.1 Ladeportal mit 30 t Wagenheber;
- N.1 Wägezelle von 10 t.

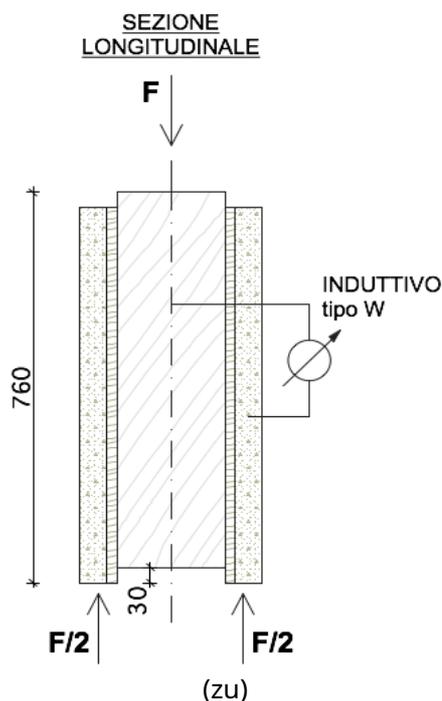


Abb. 3: *Push-out-Testschema*

### 2.3.4 Testmatrix Holz Stahl

Drei Probekörper der zuvor festgelegten Geometrie wurden Gleitversuchen unterzogen und an diesen jeweils die auf den Holzbalken aufgebrachte Last und die unmittelbare Verschiebung des Holz-Beton-Verbundelements mittels des Trockenverbinders Al-fer srl gemessen.

Die Beweismatrix für den betreffenden Fall ist unten dargestellt.

Test Nr	Hörspielname	Test Nr	Name des experimentellen Tests
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: *Falltestmatrix von Holzbalken und Stahlverbindern*

## 2.4 Experimentelle Antwort

### 2.4.1 Prüfbericht

Der Testbericht der Abteilung für Bauwesen und Verkehr der Universität Padua, der dem Hersteller der untersuchten Steckverbinder am Ende der im Juli 2002 durchgeführten Experimente übergeben wurde, ist unten dargestellt.

**RAPPORTO DI PROVA N. 18905**

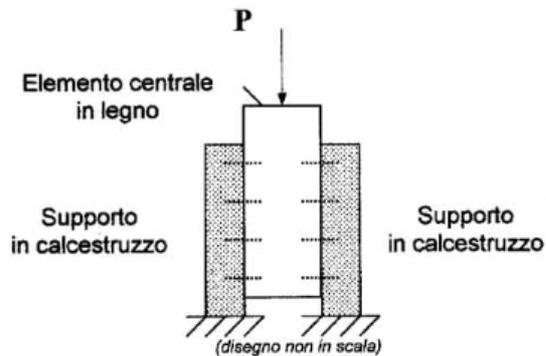
Pag. 1/1

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 normative 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:

- 1<sup>a</sup> fase: da scarico a circa 4000 daN e di nuovo scarico, per assestamento del campione,
- 2<sup>a</sup> 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	

Abb. 4: *Experimenteller Prüfbericht der Universität Padua*

### 2.4.2 Verfügbare Daten

Das Verhalten der drei Proben, der Stahlverbinder- und der Holzbalkenserie, die den Kriechversuchen unterzogen wurden, wird unten analysiert. Für jeden Test stehen die von den Kraft- und Wegaufnehmern erfassten Daten im Excel-Format zur Verfügung, mit denen die folgenden Arten von Kurven erstellt werden konnten:

- Belastung – Zeit (F,t);
- Last – Verschiebung (F,u).

Aus diesen Diagrammen können die folgenden Aspekte verstanden werden:

- Belastungsgeschwindigkeit (F/t) ausgedrückt in N/sec;
- Lade- und Entladephasen;
- Steifigkeit des Holz-Beton-Verbindungssystems;
- Endwert der Belastung, der dem tatsächlichen oder konventionellen Versagen der Verbindung entspricht.

### 2.4.3 LE.AC.1

Der erste Probekörper, gekennzeichnet mit dem Namen LE.AC.1, wurde als Versuch zur Kalibrierung der Lastzyklen der folgenden 2 Probekörper verwendet, drei Versuche wurden daran durchgeführt. Der erste Belastungstest, gekennzeichnet mit dem Code 01\_1\_acc, wurde durchgeführt, indem die Kraft monoton bis zu einem Wert von auf den Holzbalken aufgebracht wurde Ungefähr 2-000 daN, bei Erreichen dieses Wertes wurde das System entlastet. Der zweite Test, gekennzeichnet mit dem Code 01\_2\_acc, wurde an der gleichen Probe durchgeführt und wurde mit zwei Belastungsintervallen durchgeführt:

- ein erster Zyklus bis zum 2-000 daN mit anschließender Entladung;
- zweiter Lastzyklus von null bis etwa 12-000 daN und Entladen.

Der dritte Test, gekennzeichnet mit dem Code 01\_rottura\_acc, fand am Ende des Tests 01\_2\_acc statt, unter diesen Bedingungen war der Probekörper unbelastet und zeigte bleibende Verformungen. Wir führen fort, den Wert der Last von Null zu erhöhen, bis der Ausfall des angeschlossenen Systems erreicht wurde. Abb. 5 zeigt den Verlauf der Belastung des Systems als Funktion der Zeit für den Prüfling LE.AC.1 und als Funktion der drei durchgeführten Tests.

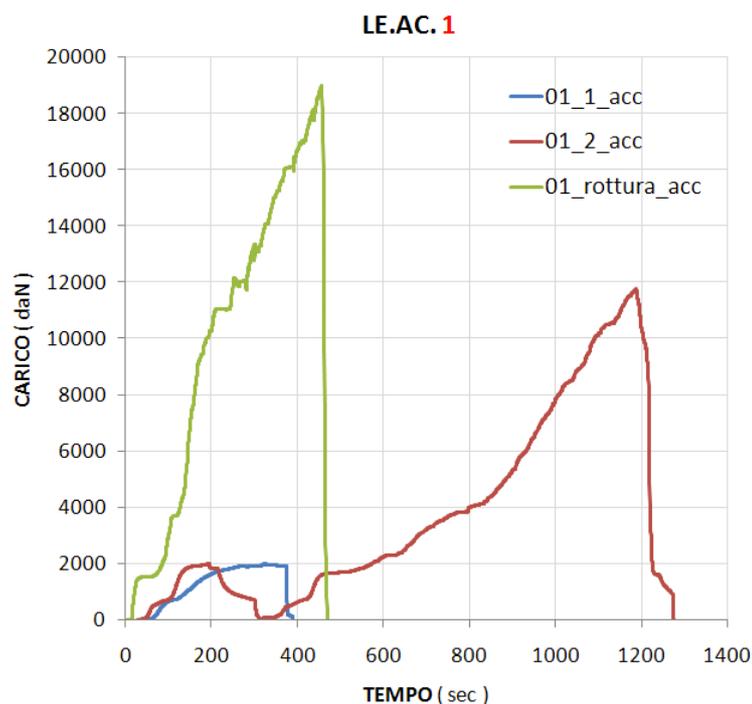


Abb. 5: Belastungsdiagramm - Zeit für Probe LE.AC.1

Sobald die Dynamik, mit der das Experiment durchgeführt wurde, geklärt ist, die Nomenklatur, die zur Identifizierung der verschiedenen Proben verwendet wurde, sowie die Tests mit jeder von ihnen, ist es möglich, auf die Vorzüge der Last-Verschiebungs-Kurven einzugehen. Diese Diagramme wurden durch Verarbeitung der verfügbaren Daten erhalten und sind zweifellos das wichtigste Material. Durch diese Kurven ist es tatsächlich möglich, die Steifigkeitswerte des angeschlossenen Systems zu untersuchen oder die Reaktionen der Materialien zu verstehen, die einer externen Belastung ausgesetzt sind.

Die Wandler wurden je nach getesteter Probe unterschiedlich positioniert. Genauer gesagt, in Bezug auf die Probe LE.AC.1 haben die Wandler positive und negative Schlupfe festgestellt. Diese Tatsache scheint, da diese Informationen nicht verfügbar sind, auf die Bewertung möglicher Spielräume oder Unvollkommenheiten der Proben zurückzuführen zu sein. Obwohl der Ursprung dieser Wahl nicht bekannt ist, ist es dennoch möglich, diesbezüglich einige technische Überlegungen anzustellen. Wie in Abb. 6 gezeigt, sind die Wandler des Musters LE.AC.1 fest mit dem Holzbalken verbunden und messen positive Schlupfe, wenn der Stab verkürzt wird, während negative Schlupfe im Fall einer Verlängerung desselben aufgezeichnet werden. Die 4 Wandler werden paarweise auf den 2 Längsschnitten der Probe positioniert, wie in der Abbildung gezeigt.

Dehnung  
der Stange von  
Wandler



Scrollen  
Negativ



Verkürzung  
der Stange von  
Wandler



Scrollen  
positiv

Abb. 6: Positionierung von induktiven Wandlern auf dem Prüfling LE.AC.1

Wie man sich leicht vorstellen kann, waren die Wandler, die die größten Schlupfs aufzeichneten, diejenigen mit positiven Werten. Wie in Abb. 6 gezeigt, erkennt der Wandler rechts eine Verkürzung zwischen einem Punkt an einem Verbindungsstück am Holzbalken in der Nähe der Wägezelle und einem Punkt, der fest mit der Endplatte verbunden ist. In der Nähe des hydraulischen Hebers sind Randbedingungen zu erwarten, die sprunghafte Spannungszustandsänderungen hervorrufen und von denen ein größerer Hubbereich zu erwarten ist. Umgekehrt werden Punkte des Holzbalkens in Übereinstimmung mit dem unteren Prüfstand einem geringeren Spannungszustand und daher weniger Schlupf ausgesetzt, wie die folgenden Diagramme (linke Wandler-Dehnung) belegen.

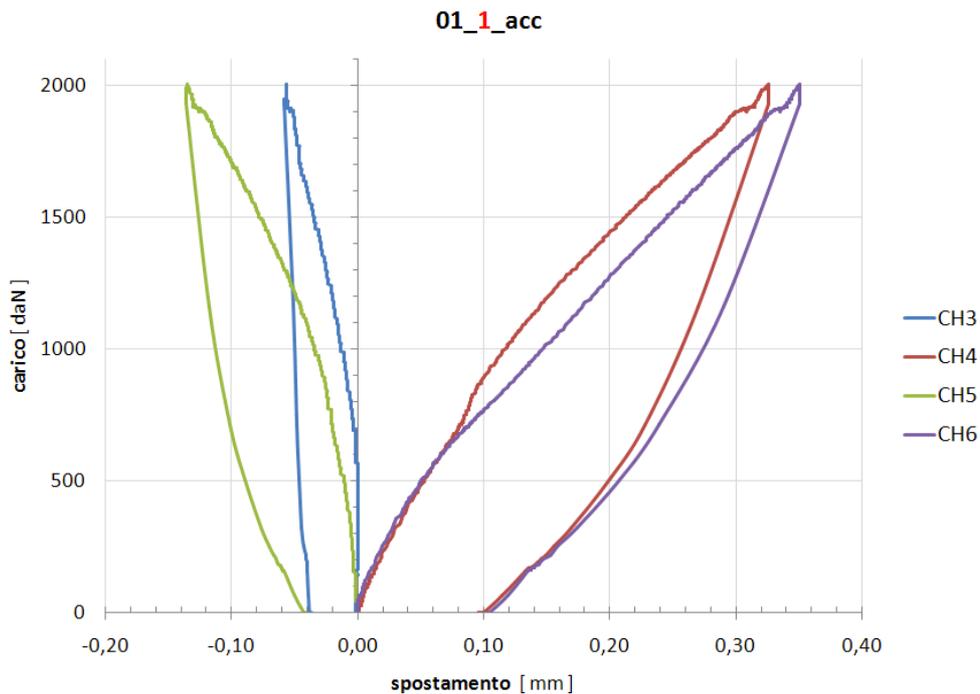
Die Diagramme, die sich nur auf die ersten beiden Tests beziehen, die am Muster LE.AC.1 durchgeführt wurden, werden unten gezeigt, da die Diagramme des Bruchtests, wie bereits erwartet, nicht klar genug sind, um ein verständliches Last-Verschiebungs-Diagramm zu zeichnen, aber zweifellos von Interesse sind die beim Versagen aufgezeichneten Werte der Bruchlast.

Im Folgenden beziehen wir uns auf die von den Wandlern erfassten Daten über die 4 Kanäle, die dem Scrollen gewidmet sind, und kennzeichnen sie mit dem Symbol CH, Verkleinerung des angelsächsischen Begriffs Kanal, gefolgt von der entsprechenden Nummer. Zum besseren Verständnis:

- CH1\_channel 1\_transducer für den Zeitablauf in Sekunden;
- CH2\_channel 2\_transducer dediziert für die Last in daN;
- CH3\_Kanal 3\_Weggeber, in mm, auf Fläche A der Probe.
- CH4\_Kanal 4\_Weggeber, in mm, auf Fläche A der Probe.
- CH5\_Kanal 5\_Weggeber, in mm, auf Fläche C der Probe.
- CH6\_Kanal 6\_Weggeber, in mm, auf Fläche C der Probe.

**A) 01\_1\_gem**

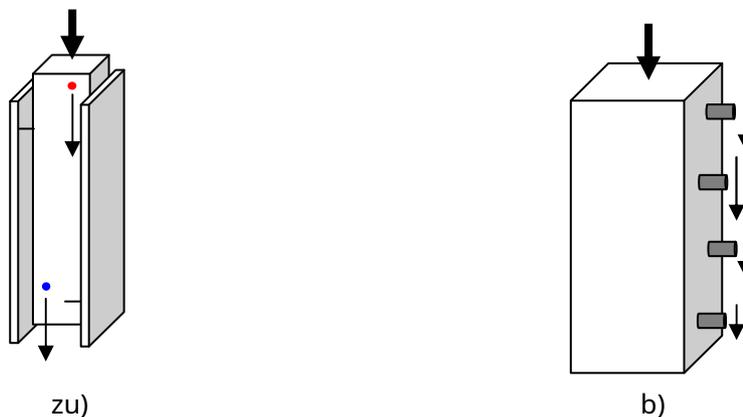
Abb. 7 zeigt das Kennfeld F – u, das bei der ersten Prüfung an der Probe LE.AC.1 ermittelt wurde.



**Abb. 7: Experimentelle Daten - Last-Schlupf-Kurventest 01\_1\_acc Muster LE.AC.1**

Aus der Grafik lassen sich einige Beobachtungen machen:

- 1) Die Hypothese des unterschiedlichen Gleitens von Punkten, die zu zwei unterschiedlichen Höhenniveaus gehören, wird in Bezug auf den Längsschnitt des Holzbalkens bestätigt, Abb. 8 (a). Die Kurven mit negativem Schlupf zeigen eine ausgeprägte Steifheit, so dass Kanal 3, CH3, beginnt, Verschiebungen für Kraftwerte größer als 700 daN aufzuzeichnen;
- 2) Die vom Einzelverbinder absorbierte Kraft ist proportional zu der Verschiebung (oder dem Gleiten), der er ausgesetzt ist, es ist vernünftig anzunehmen, dass der Verbinder in der Nähe der unteren Stütze eine geringere Kraft aufnehmen sollte als der Verbinder am Kopf der Probe wo die Aufbringung der Last, Fig. 8(b);
- 3) Ein ziemlich lineares Verhalten wird bei einer ziemlich hohen Steigung der Kurve beobachtet, eigentlich braucht man 2.004 daN, um einen maximalen Schlupf der Probe von 0,351 mm zu erzeugen;
- 4) Am Ende des Tests wird eine bleibende Verformung von etwa 1/10 Millimeter aufgezeichnet.



**Abb. 8: Diagramm der Belastungsprobe**

## B) 01\_2\_gem

Abb. 9 zeigt das Kennfeld F – u, das bei der zweiten Prüfung an der Probe LE.AC.1 ermittelt wurde.

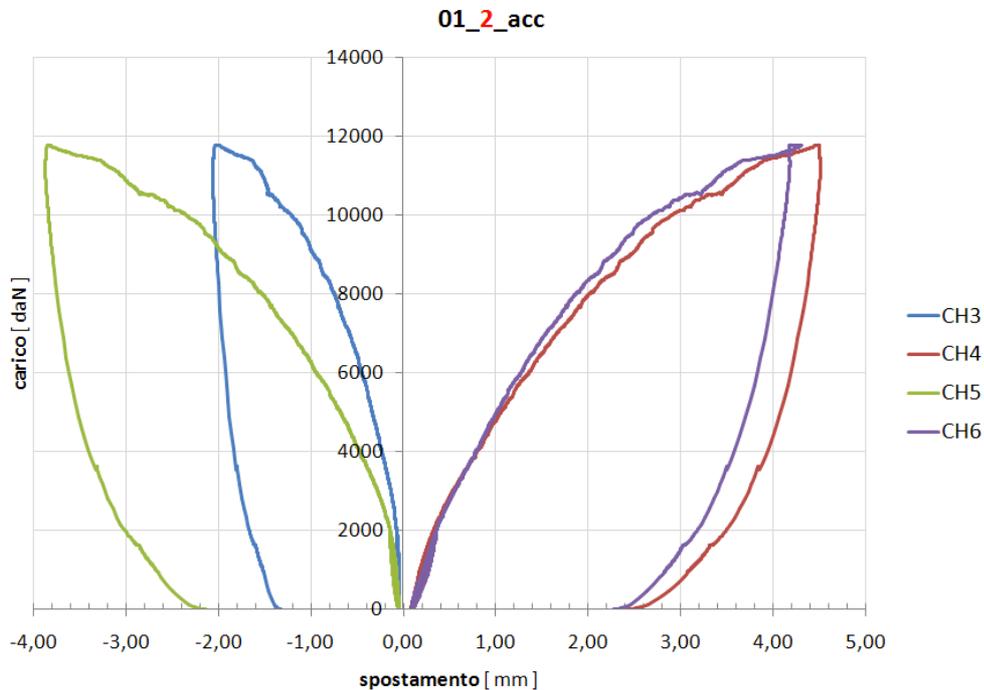


Abb. 9: Experimentelle Daten - Last-Schlupf-Kurventest 01\_2\_acc Probe LE.AC.1

Der erste Ladezyklus stoppte bei etwa 2.000 daN ging es mit dem Entladen und anschließendem Umladen bis zum 12.000 daN. Folgende Überlegungen können angestellt werden:

- 1) Der erste Zyklus wurde durch Absetzen der Probe durchgeführt, um jegliche Reibung zu beseitigen, die durch das Vorhandensein des Holztisches verursacht wurde. Dieser bei Verfestigungseingriffen von Holzfußböden üblicherweise vorhandene Spalt wurde gezielt in das Muster eingebracht, um die Betriebsbedingungen, denen der Verbinder in der Praxis üblicherweise ausgesetzt ist, originalgetreu wiederzugeben. Tatsächlich ist diese Beplankung aus Gründen der Praktikabilität beim Verlegen der Verbinder vorzugsweise durchgehend, auch wenn ihr Vorhandensein das statische Verhalten der Verbindung verändert. Im Folgenden wird auf die von den Professoren Giancarlo Turrini und Maurizio Piazza durchgeführten Studien Bezug genommen und insbesondere auf drei Artikel, die in der Zeitschrift RECUPERARE ANNO 1983 veröffentlicht wurden und sich ausführlich mit einer Technik zur Wiederherstellung statischer Elektrizität für Holzböden befassen. Die beschriebene Technik beinhaltet die Verwendung von Verbindungselementen aus einer Stahlstange (von der Art mit verbesserter Haftung für Stahlbeton), die in zuvor in der Holzkonstruktion hergestellte Löcher eingeführt und mit dieser mittels eines halbflüssigen Epoxidharzes verbunden werden. Kleber auf Basis. Diese Konnektoren, erklärt der Artikel, können ein gewisses statisches Verhalten in Bezug auf die verschiedenen Arten der Durchführung des Eingriffs aufweisen. Es werden also drei verschiedene Verhaltensweisen unterschieden: Sie können eine gewisse Vielfalt statischen Verhaltens in Bezug auf die verschiedenen Methoden zur Durchführung der Intervention aufweisen. Es werden also drei verschiedene Verhaltensweisen unterschieden: Sie können eine gewisse Vielfalt statischen Verhaltens in Bezug auf die verschiedenen Methoden zur Durchführung der Intervention aufweisen. Es werden also drei verschiedene Verhaltensweisen unterschieden:

- Schnitt (Betonplatte in direktem Kontakt mit dem Holzbalken);
- in Scherung und Biegung (Betonplatte verbunden mit Holzbalken und durchgehender Beplankung);
- axial (Anschlüsse um 45° geneigt zur Trägerachse angeordnet).

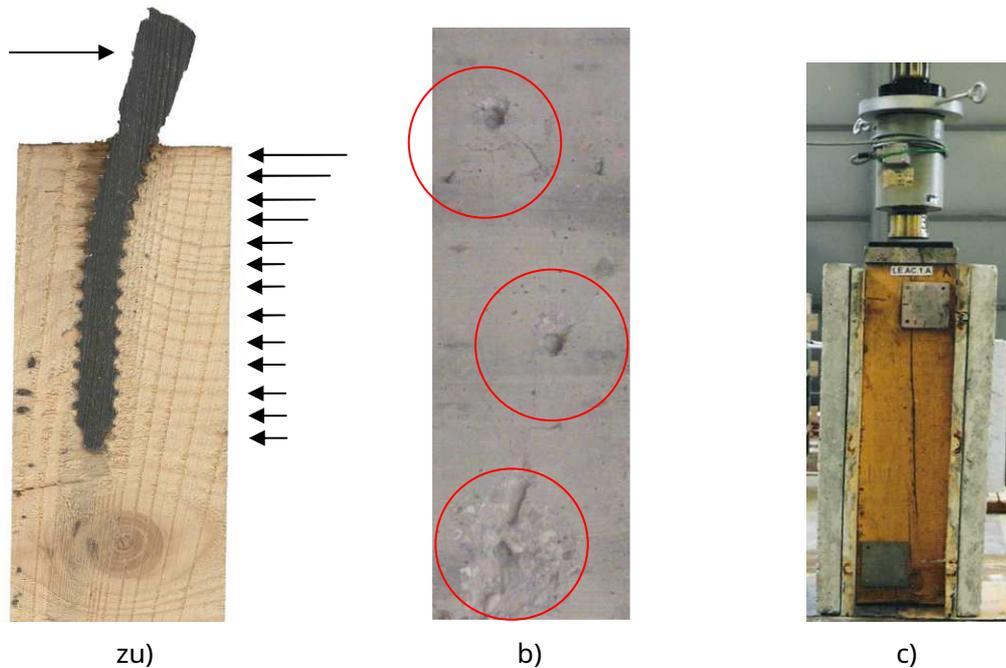
Der Trockenverbinder von Al-fer verwendet keine Epoxidharze und sein Verhalten ist analog zum Turrini-System dem von Schub- und Biegeverbindern sehr ähnlich.

- 2) Auch in diesem Test, bis zu Lastwerten gleich 2000 daN, verhält sich das System recht linear. Anschließend bezeichnen die Kurven ein Zeichen eines nichtlinearen Typs;
- 3) Der maximal gemessene Schlupf beträgt 4,156 mm bei einem Lastwert von 11.776 daN.

**C) 01\_breakage\_acc**

Dieser Test wurde schnell durchgeführt und die entsprechenden Diagramme werden nicht gezeigt, da sie stark durch das Versagen einiger Verbinder, Abb. 10 (a), und durch Teile der Betonplatte in Kontakt mit der Schalung, Abb. 10b) beeinflusst werden. Es wird nur gesagt, wie der Bericht berichtet

Beweis, dass der Endwert der auf das System ausgeübten Last 18 war-898 daN bei Gleitwerten von ca. 25 mm, Bild 10 (c), ein Wert vergleichbar mit der Anfangsabweichung zwischen Holzbalken und Prüfstand gleich 30 mm.



**Abb.10: Bilder am Ende des Tests am Prüfling LE.AC.1**

Nachfolgend finden Sie eine Tabelle mit den erkannten numerischen Werten.

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: Zahlenwerte für charakteristische Belastungen und Schlupf am Probekörper LE.AC.1**

Schlussfolgerungen zum LE.AC.1-Exemplar:

- 1) Mit diesem Muster wurde der für das untersuchte Verbundsystem zulässige Wertebereich der Belastung bzw. des Schlupfes geprüft;
- 2) Die erste Prüfung mit einem maximalen Belastungswert von 2000 daN, ca. 2500 N an jedem Verbinder, ist nützlich, um das momentane Verhalten der Verbinder zu untersuchen, oder besser, um die Betriebssteifigkeit zu bewerten, die für Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit verwendet wird. Diesem Thema wird weiter unten ausführlicher Platz eingeräumt;
- 3) Der zweite Test mit einem maximalen Belastungswert von 12.000 daN, was etwa 15.000 N an jedem Verbinder entspricht, ist nützlich, um das endgültige Verhalten des Systems zu untersuchen, bei dem die Materialien wichtige Plastifizierungen erreichen. Es wird möglich sein, Werte der Bruchsteifigkeit zu erhalten, die für Nachweiszwecke im Grenzzustand der Tragfähigkeit nützlich sind;
- 4) Für beide ersten beiden Tests wurde das Auftreten von Belastungs- und Entlastungszyklen bewertet, wie es in der Realität vorkommt. Tatsächlich können die Fußböden, ungeachtet des Materials, aus dem sie hergestellt sind, während ihrer Nutzungsdauer Schwankungen in der Konfiguration der ihnen auferlegten Gewichte unterliegen;

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass es während aller Tests und insbesondere des Bruchtests auch dank der effektiven Zerstörung von Teilen der Probe, Bild 10 (b), möglich war, die entscheidenden Aspekte bezüglich des Phänomens zu untersuchen. Unter Bezugnahme auf die von den Autoren Turrini und Piazza durchgeführten Studien können die Hauptfaktoren, von denen die Steifigkeits- und Festigkeitsparameter der Verbindung über Trockenverbinder von Al-fer srl abhängen, wie folgt zusammengefasst werden:

- Durchmesser, Einstecklänge in die verbundenen Materialien und mechanische Eigenschaften des Steckverbinders;
- Füllen der verbundenen Materialien (Betonplatte und Holzbalken);
- Vorhandensein einer Planke (Schub- und Biegeverhalten).

## 2.4.4 LE.AC.2

Dieses Muster unterscheidet sich vom ersten sowohl in der Art und Weise, wie der Test durchgeführt wird, Abb. 11 (a), als auch in der anderen Konfiguration der Wandler, Abb. 11 (b). Alle 4 davon wurden integral mit dem Holzbalken positioniert und die Messungen sind auf die Kürzung der Stange jedes Wandlers zurückzuführen.

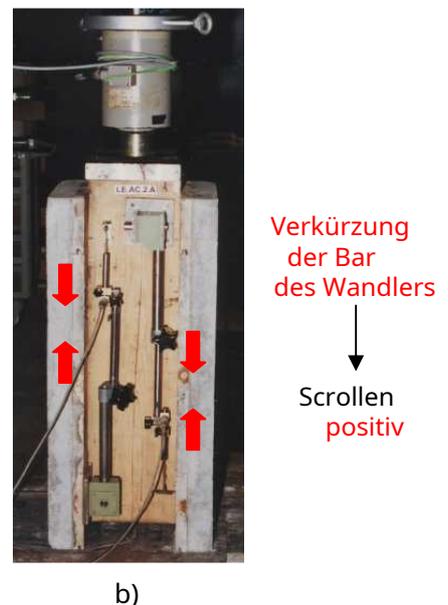
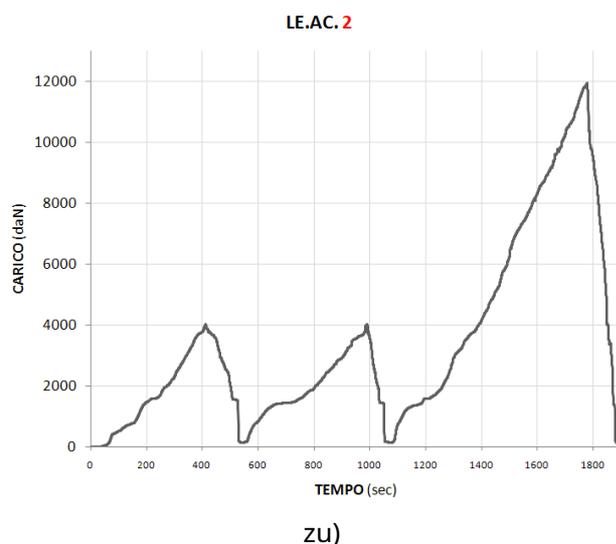


Abb. 11: Methode und beispielhaftes Prüfschema LE.AC.2

In Bezug auf die Prüfmethode waren die Belastungszyklen, die bei der einzigen Prüfung durchgeführt wurden, die diesen Probekörper betraf, wie folgt:

- 1. ZYKLUS von Null auf 4000 daN und Entladen;
- 2. ZYKLUS von Null auf 4000 daN und Entladen;
- 3. ZYKLUS von Null auf 12000 daN und Entladen.

Aus Sicht des Autors handelt es sich um einen Test, der den Zusammenhang zwischen den Widerstands- und Steifigkeitsparametern der Verbindung und wiederholten Belastungs-Entlastungs-Zyklen untersuchen wollte, Abb.11 (a). In diesem Zusammenhang ist es ratsam, die  $F_u$ -Kurven einzuführen, die das Verhalten der angeforderten Verbindung in der oben beschriebenen Weise deutlich zeigen.

Aufgrund der besonderen Konfiguration der Vermessungsausrüstung liegen die Graphen alle 4 im positiven Halbraum, anders als bei der Probe LE.AC.1, bei der 2 Kanäle eine Verlängerung und die anderen 2 eine Verkürzung detektierten. Somit wurde für diese zweite Probe die Verkürzung in Bezug auf zwei Verbindungsstücke festgestellt, eines in der Nähe der Wägezelle und das andere in der Nähe der unteren Bank, für 2 Punkte auf jeder Seite des Probestücks, Abb. 11 (b). Es ist daher möglich, das Gleiten des Systems in Übereinstimmung mit den 2 am stärksten beanspruchten Verbindern am Kopf des Trägers zu bewerten.

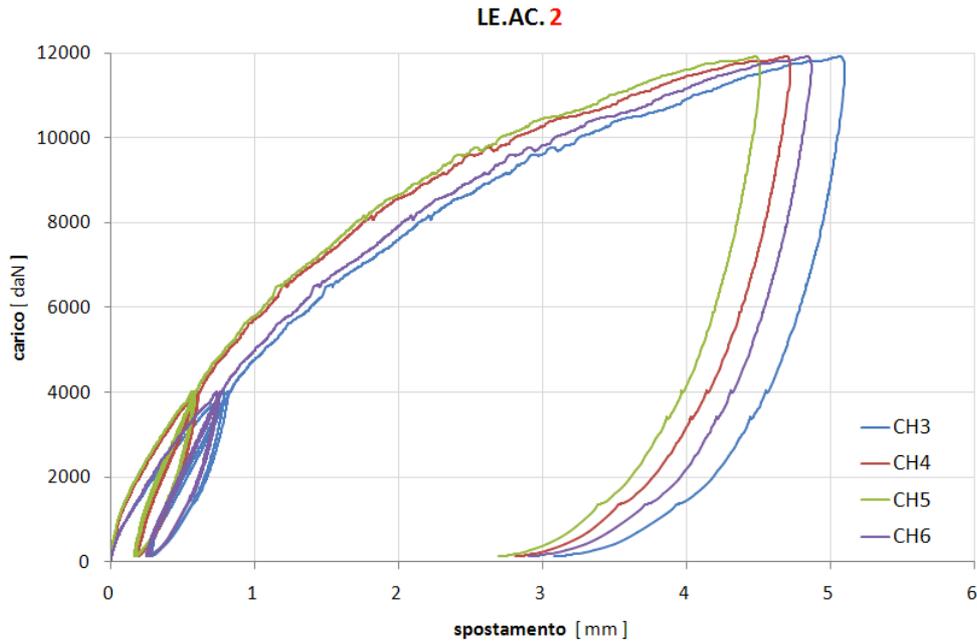


Abb. 12: Last-Schlupf-Diagramm der Probe LE.AC.2

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: Zahlenwerte für charakteristische Belastungen und Schlupf am Probekörper LE.AC.2

Eine erste Betrachtung kann bezüglich der Kurve  $F_u$ , Fig. 12, angestellt werden, es ist ersichtlich, dass eine gute Übereinstimmung zwischen dem Kurvenpaar der Kanäle CH4 und CH5 und dem Paar CH3 und CH6 besteht. Diese Tatsache legt nahe, dass die Wandler 4/5 zu einer Fläche und die Wandler 3/6 zur zweiten Fläche derselben Probe gehören.

Es erscheint legitim, nach Analyse der ersten beiden untersuchten Muster (LE.AC.1/2), die Verbindung des Holz-Beton-Verbundsystems mit Trockenverbindern der Al-fer srl aus der Sicht einer nicht lineare elastische konstitutive Bindung. Die Steifheits-/Weichheitsparameter sind eine Funktion des erreichten Spannungs- und/oder Dehnungsniveaus. In der Logik der Einführung einer konstitutiven Bindung für die Verbindung scheint offensichtlich, wie das bilineare Modell, Fig. 13(a), das vereinfachte Verhalten der getesteten Proben, Fig. 13(b), gut darzustellen scheint.

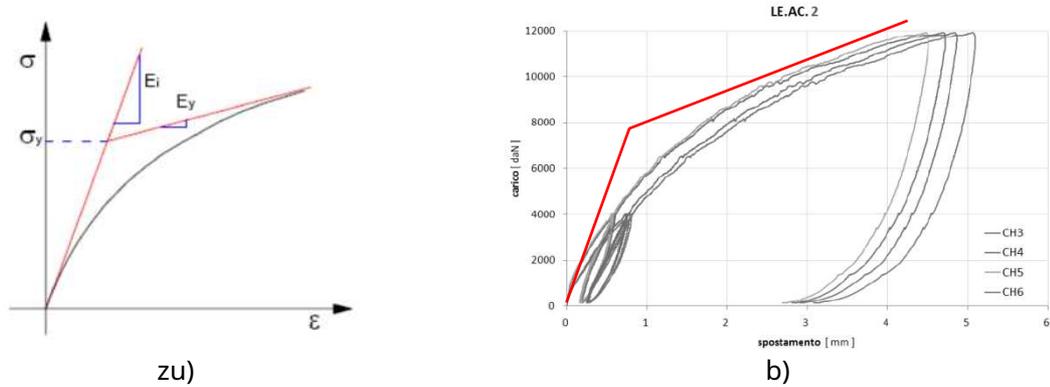


Abb. 13: Konstituierende Bindung

Zur Unterstützung des Gesagten kann für das verbundene System ein erstes Intervall mit einem anfänglichen tangentialen Elastizitätsmodul eingeführt werden  $H_{ey}$  und ein zweites Intervall mit plastischem Modul  $H_{ey}$ . Die Versuche können jedoch insbesondere in Bezug auf das Phänomen der elastischen Plastizität weitere Informationen liefern. Wir wollen nun auf diesen Aspekt eingehen, und dazu ist es nützlich, Kurven einzuführen, die sich auf Schlupfwerte beziehen, die aus dem Durchschnitt der 4 Wegaufnehmer erhalten wurden. Die Probe LE.AC.2 wurde gewählt, da diese den Trend des Gleitens an der Spitze des Holzbalkens darstellt, wo die Verbinder größeren Kräften und Gleitwerten ausgesetzt sind. Abb. 14 (a) zeigt die experimentelle Gleitkraftkurve, die als Mittelwert der 4 Aufnehmer für den ersten Belastungszyklus bis 4000 daN und anschließende Entlastung bis Null erhalten wurde. Sobald die Belastung ein bestimmtes Niveau erreicht hat und diese von der Probe entfernt wird, wird beobachtet, dass nur ein Teil der Verformung wiederhergestellt werden kann (elastischer Beitrag), während der verbleibende Teil als Restverformung (plastischer Beitrag) verbleibt. Es ist zu beachten, dass die Restverformungsquote 30 % der mit dem ersten Zyklus erreichten maximalen Verformung darstellt und die restlichen 70 % um die vollständig reversible Verformung konkurrieren.

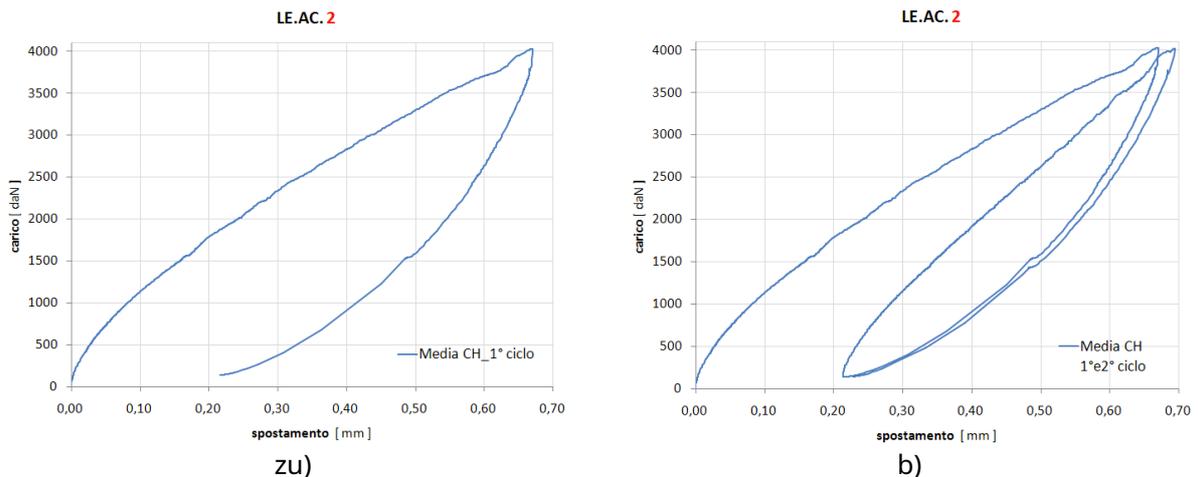


Abb. 14: Fu-Kurve für den 1. und 2. Belastungs- und Entlastungszyklus des Tests LE.AC.2, Mittelwert der Kanäle.

Folgt auf den ersten Lastwechsel ein zweiter identischer Lastwechsel, Bild 14 (b), so ist zu erkennen, wie sich die Probe zunehmend der Kurve des ersten Lastwechsels annähert. Nach dem zweiten Erreichen des Wertes von 4000 daN folgt die Entladungskurve getreu der ersten Entladung. Dieser Aspekt kennzeichnet ein ausgesprochen elastisches Verhalten, auf das sich die Verbindung verlassen kann. Der Beweis dieser letzten Aussage kann durch Beobachtung des in Abb. 15 schematisierten Verlaufs des durchschnittlichen Schlupfs des gesamten Tests erhalten werden.

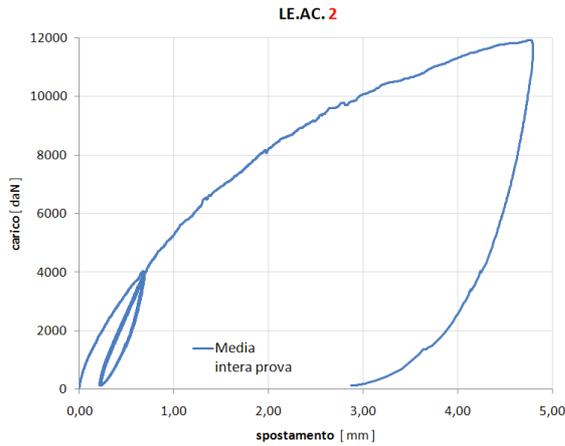


Abb. 15: Fu-Kurve des gesamten Tests, Mittelwerte.

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\*: Durchschnittliche Zahlenwerte des gesamten Tests.

Die Last-Schlupf-Kurve des dritten Zyklus folgt den Schritten der zweiten Last und setzt sich für aufeinanderfolgende Kraftinkremente mit einem nichtlinearen Trend bis zum Ende des Tests fort. Im Tab. 4\* ist es möglich, die charakteristischen Zahlenwerte für diese Probe immer bezogen auf den durchschnittlichen Schlupfwert zu beobachten. Beachten Sie, dass sich das durchschnittliche Kriechen am Ende des zweiten Zyklus (0,689 mm) nur um 4 % von dem am Ende des 1. Zyklus (0,659 mm) und nur um 1 % im Vergleich zum Ende des 3. Zyklus unterscheidet (0,698 mm). Diese Überlegungen bestätigen die anfangs angenommene Hypothese des elastisch-plastischen Verhaltens.

### 2.4.5 LE.AC.3

Für die dritte und letzte Probe war eine ähnliche Prüfung wie bei Probe 2 vorgesehen, die sich von letzterer durch die reduzierte Aufbringungsgeschwindigkeit der Belastung, mit der sie durchgeführt wurde, unterscheidet. In Abb. 16(a) zeigt die Last-Zeit-Kurve bezüglich Probe 3, während in fig. 16 (b) ist es möglich, den Vergleich zwischen den drei Exemplaren zu beobachten. Dieses letzte Bild bestätigt die anfängliche Hypothese, Probe 1 als Test für die folgenden 2 Proben genommen zu haben. Dieser letzte Test will nach Ermessen des Lesers die Auswirkungen einer geringeren Ladegeschwindigkeit auf das System untersuchen.

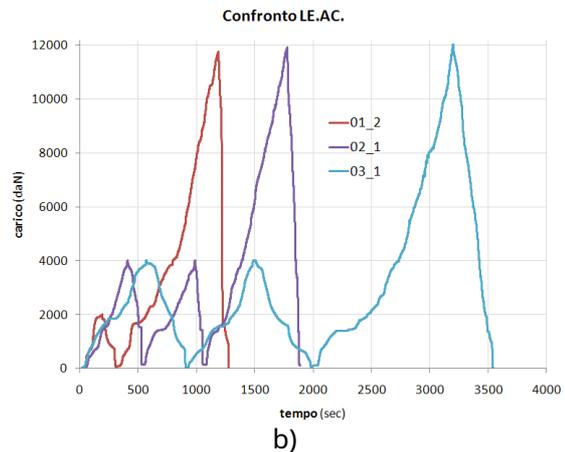
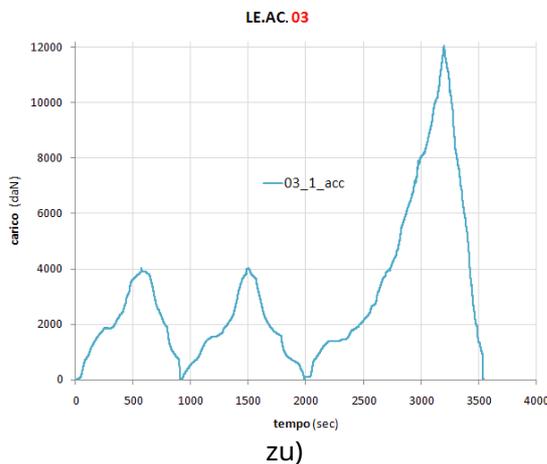


Abb. 16: rechts der Testmodus des Beispiels LE.AC.3. Links der Vergleich mit den anderen 2 Exemplaren.

Auch bei diesem Test messen die Wandler die Verkürzung der Stäbe und daher wurden 4 Kurven mit allen positiven Verschiebungswerten erhalten. Wie aus den F-u-Kurven (Abb. 17) und den numerischen Daten in Tab. 5 ersichtlich ist, weist Kanal 4 einen ungewöhnlichen Trend auf, der nicht auf typische Verhaltensweisen zurückzuführen ist, die in allen bisher vorgestellten Tests gezeigt wurden. Der Grund für diese übermäßige Bewegung könnte auf einen Fehler während des Tests zurückzuführen sein, vielleicht aufgrund einer Fehlausrichtung, die den Wandlerstab aus der Achse gebracht hat. Obwohl seltsam, kann ein möglicher Ausfall einiger Steckverbinder, der ein stärkeres Gleiten des Systems verursacht haben könnte, nicht ausgeschlossen werden. Diese Tatsache ist jedoch aufgrund der Langsamkeit, mit der der Test durchgeführt wurde, nicht plausibel.

Um die Daten vergleichen zu können und einen Vergleich zwischen ähnlichen Tests anstellen zu können, Tab. 5 die sich aus der 3. Stichprobe ergebenden charakteristischen Zahlenwerte, bei denen sich der Mittelwert auf drei Kanäle mit Ausnahme von Kanal 4 bezieht.

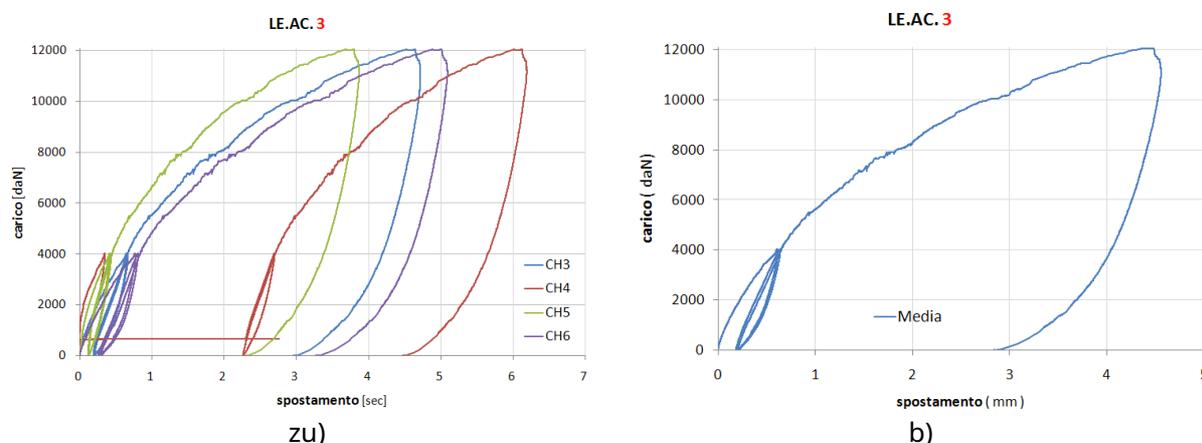


Abb. 17: Fu-Kurve für Test LE.AC.3, Mittelwert der Kanäle.

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: Numerische Werte des Tests LE.CA.3.

Das Verhalten von Probe 3 bringt keine Neuerungen in Bezug auf das mechanische Verhalten, das die Verbindung in allen Tests gezeigt hat, wenn man davon ausgeht, dass Kanal 4 das Ergebnis eines anomalen Ergebnisses ist, das auf Gründe anderer Art zurückzuführen ist. Das Verhalten ist innerhalb bestimmter Kraftwerte linear elastisch und nimmt dann bis zu dem in den Versuchen erreichten üblichen Maximalkraftwert einen nichtlinear elastischen Charakter an.

#### 2.4.6 Schlussfolgerungen

Es wurden drei Proben untersucht, die verschiedenen Tests unterzogen wurden, die bei der Kraftkontrolle durchgeführt wurden. Jeder Test wurde verwendet, um die Hauptaspekte zu untersuchen, von denen das Phänomen abhängt. Dank der Beobachtung des Schlupftrends bei variierender Belastung wurde verstanden, dass die Verbindung eine nichtlineare elastische Natur hat und vermutlich mittels eines bilinearen Modells mit Kaltverfestigung unter Annahme zweier unterschiedlicher Steifigkeitswerte schematisiert werden kann.

Die durchgeführten Tests heben die kritischen Aspekte des Verhaltens der beteiligten Materialien hervor, sind jedoch wenig hilfreich, wenn weitere Untersuchungen gewünscht werden. Tatsächlich wurde viel über das Verhalten der Proben auf die aufgebrachten Lasten und entsprechende Schlupfe gesagt, aber der Spannungs- und Verformungszustand wurde noch nicht erwähnt. Der Spannungszustand, der in den Materialien für beliebige Kraft- und Gleitwerte erzeugt wird, kann mit Mitteln der Konstruktionswissenschaft mit Mitteln quantifiziert werden, die einfache Gleichgewichtsbeziehungen betrachten. Andere Quellen sind vertreten durch Formulierungen aus Vorschriften, die sich mit der gemischten Holz-Beton-Verbindung mittels Metallverbindern befassen, durch die Erfahrungen verschiedener Autoren wie beispielsweise Professor Turrini (Universität Padua) und Piazza (Universität Trient), Professor Gelfi (Universität Brescia) und viele andere in Italien. Allen voran jedoch Johansen, der 1949 einen Ansatz für die Tragfähigkeit der Verbindung mit Zylinderschaftverbindern vorschlug (**Europäisches Renditemodell**) aus einfachen Überlegungen zum Gleichgewicht im Grenzzustand mit der Hypothese a

Hartplastisches Verhalten für beide Materialien. Dieser Ansatz, der später von verschiedenen Forschern perfektioniert wurde (Möller, 1950; Aune, 1966; Larsen, 1977), ist heute die Grundlage für die Berechnung der Widerstandsfähigkeit der Verbindungen verschiedener nationaler und internationaler technischer Normen (DIN 1052:2004, EN 1995: 2004, Nicole-Dokument).

Experimentelle Nachweise haben gezeigt, dass einige der Versagensmechanismen, die bei einer Holzverbindung mit Verbindern mit zylindrischem Schaft auftreten, mit dem Lagerphänomen eines der beiden verbundenen Holzteile und dem Nachgeben (Biegen) des Schafts des Metallverbinders zusammenhängen, mit der Bildung von einem oder mehreren Kunststoffscharnieren. Diese Konzepte werden im Folgenden unter Bezugnahme auf die Einführung von Finite-Elemente-Zahlenmodellen wieder aufgegriffen, mit denen es möglich ist, die aus den experimentellen Untersuchungen nicht verfügbaren Spannungs- und Dehnungsaspekte der Verbindung zu untersuchen.

### 3 Verbindungssteifigkeit

#### 3.1 Einführung

In Kapitel 2 wurden die in der Vergangenheit am Holz-Beton Verbundsystem mittels Al-fer Trockenverbinder durchgeführten Ausdrückversuche beschrieben und die Ergebnisdaten dieser Versuche ausführlich diskutiert. Mit der Logik zu verstehen, was in den Materialien vor allem in Bezug auf die Spannungen passiert, wurde ein Finite-Elemente-Modell erstellt mit dem Programm Straus 7. Die Einführung numerischer Modelle ist eine Chance sowohl im Hinblick auf die Untersuchung von lokalen Mechanismen, die nicht durch Mittel untersucht werden der verfügbaren Daten aus den experimentellen Tests, um sowohl unterschiedliche Konfigurationen von Verbindungen zu testen, die in Wirklichkeit in Bezug auf Zeit und wirtschaftliche Ressourcen beschwerlich sind.

Es ergibt sich nun die Notwendigkeit, sich auf bestimmte Kraft-Weg-Kurven der experimentellen Versuche zu beziehen, um Vergleiche mit den numerischen Ergebnissen anstellen zu können.

#### 3.2 Referenzexemplare

Im Rahmen dieses Kapitels ist es von Bedeutung, sich auf die durchschnittlichen Schlupfwerte der Probekörper 2 und 3 zu beziehen, da die durchgeführten Versuche einander sehr ähnlich sind und die Ergebnisse hinreichend vergleichbar sind. Die Güte dessen, was behauptet wird, ist in Abb. 18 zu sehen, in der die Durchschnittswerte der 4 Wandler der beiden verglichenen Tests, LE.AC. 2/3, ich bin alles in allem in guter Stimmung.

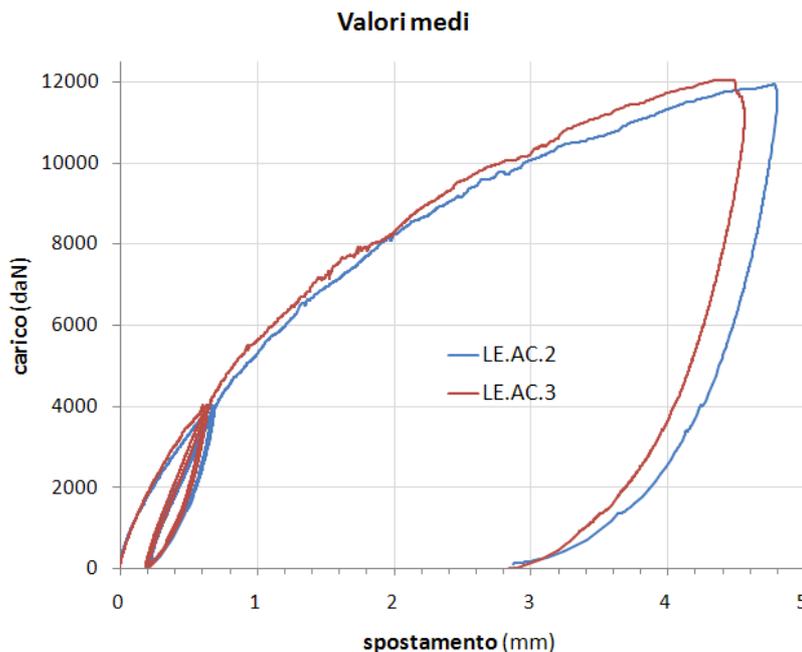


Abb. 18: Durchschnittliche numerische Werte der Tests LE.CA.2/3, (8 Anchlüsse).

Vor der Analyse der numerischen Modelle ist es notwendig, die in der Literatur verfügbaren analytischen Modelle einzuführen, die bereits in den vorangegangenen Abschnitten vorweggenommen wurden. Diese Tatsache wird unabdingbar, um sowohl die FEM-Modellierung korrekt aufstellen zu können als auch Vergleiche mit analogen Erfahrungen anstellen zu können.

## 3.3 Analytische Modelle zur Berechnung von Steifigkeit und Tragfähigkeit

### 3.3.1 Stiftverbinder mit Epoxidharz mit dem Holz verbunden

Diese Technik geht auf die Namen der Professoren Turrini G. und Piazza M. zurück und ist den Artikeln 5,6,7 der Zeitschrift *Recuperare* (Mailand, 1983) entnommen. Die Technik besteht im Wesentlichen darin, eine Betonplatte mit Hilfe von Stiftverbindern, die mit Epoxidharz mit dem Holz verbunden sind, statisch mit den vorhandenen Holzbalken zusammenwirken zu lassen. Auf der Grundlage der Ergebnisse der durchgeführten Tests haben die Autoren Verhaltensgesetze vorgeschlagen, die in der Lage sind, das Verhalten der Verbindung selbst bis hin zu konventionellen Ausfallzuständen darzustellen. Nachfolgend einige Sätze aus den Artikeln, die als von grundlegender Bedeutung angesehen werden.

Zur Analyse des Gesamtverhaltens des Holz-Beton-Mischtragwerks ist die Kenntnis des statischen Verhaltens der Verbindung offensichtlich unerlässlich. Insbesondere die **Steifigkeit** und die **ultimative Widerstand** der Verbindung. Die Steifigkeit  $K$  ist definiert als das Verhältnis zwischen der Intensität der gegenseitigen Kraft  $f$  (parallel zur Strahlachse) durch die Verbindung und Relativverschiebung  $u$  (in Richtung der Achse) der beiden verbundenen Punkte; Mit Endwiderstand der Verbindung meinen wir den Maximalwert  $f_u$  des konventionellen Versagens, das auf Gewalt zurückzuführen ist  $f$  selbst. Die Steifigkeits- und Festigkeitsparameter der Verbindung stehen in direktem Zusammenhang mit dem Verhalten des im Holzbalken verankerten einzelnen Stahlstabs bei seinen beiden typischen Vorgängen, dem sogenannten Schub und dem axialen.

Mit dem Ziel, das Verbindungsverhalten mit Al-fer-Steckern und mit kunstharzbeschichteten Stiften zu vergleichen, wird auf die Erstopoperation bzw. das Schneiden verwiesen. In den Artikeln berichten die Autoren über zwei Hauptbetriebsarten:

- 1) Verbundanker;
- 2) Scher- und Biegeverbinder.

Aus den Ergebnissen der Experimente an den harzbeschichteten Stiften wurde festgestellt, dass das Verhalten des Stifts unter Scherbeanspruchung praktisch nicht vom Durchmesser des Lochs abhängt  $d_f$ , und als Ankerlänge  $L$  nimmt nur für Werte unter dem 8-fachen Durchmesser des Zapfens eine signifikante Bedeutung an  $d_{zu}$ ; darüber, als praktischer Mindestgrenzwert festgelegt werden kann  $L \geq 10 T_{zu}$ , kann das Schubverhalten des Bolzens unabhängig von der Verankerungslänge berücksichtigt werden.

Der Wert wurde als Endwert des konventionellen Widerstands vorgeschlagen  $T_u$  der Macht  $f_u$  was einer Auslenkung von ca. 1 mm (Beginn großer Auslenkungen) entspricht - und als konstanter Wert der Steifigkeit (im linearen Bereich) der Sekantenwert  $w$  entsprechend einem Kraftwert von 90÷95% des Wertes  $T_u$ . Für die beiden betrachteten Größen lassen sich dann folgende experimentelle Ausdrücke angeben, wobei die Zahlenfaktoren immer bezogen auf Kräfte in Newton und Längen in mm zu verstehen sind:

$$w = 0,08 \text{ Aufl}_{zu} \quad (1)$$

$$T_u = 0,086 E d_{zu} \quad (2)$$

Die zuvor definierten charakteristischen Parameter der Schubverbindung stimmen mit den für den Bolzen identifizierten Parametern überein, wobei Folgendes eingestellt werden kann:

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

$$f_u = T_u = 0,086 E d_{zu} \quad (4)$$

Was das Verhalten von Schub- und Biegeverbindern betrifft, so lassen sich diese auf das von Scherstiften zurückführen, wodurch ein analytisches Modell eingeführt wird, das eine formale Gleichheit zwischen dem Ausdruck (3) und dem für den Endabschnitt von a gültigen analogen feststellt **langer Strahl in der Mitte elastisch**. In diesem Fall besteht der Balken aus dem Stahlstift und das hypothetische elastische Mittel aus Holz. Die vorgeschlagene Annahme der sogenannten Strahlkoeffizienten  $w$  ergibt sich aus der Beobachtung der Gleichgültigkeit des Verhaltens in Bezug auf die Länge des Zapfens. Angabe mit  $E_{zu}$  dem linearen Elastizitätsmodul von Stahl und mit  $J_{zu}$  das Trägheitsmoment des Stollenprofils und das den Reaktionsparameter des hypothetischen elastischen Mediums relativ zur Breite  $d$  ausdrückt  $w$  in der Form  $E/m$  ( $m$  reine Zahl) erhält man sofort den Steifigkeitsausdruck  $w$  bereitgestellt durch das analytische Modell:

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

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

$$j_{zu} = \pi d_{4u} / 64$$

Setzen wir nun die formale Gleichheit zwischen den zweiten Gliedern von (3) und (5) so erhalten wir:

$$m = 16,86 (E_{zu} / UND)^{1/3}$$

$$a = 0,7513 d^{-1.4} (UND_{zu} / UND)^{1/3}$$

was zur Definition der charakteristischen Parameter des eingeführten analytischen Modells führt.

Der endgültige Ausdruck der Steifheit ist gegeben  $k$  des Biege- und Schubanschlusses:  $k =$

$$qW \tag{6}$$

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

wobei  $W$  die durch (3) oder (5) gegebene übliche Schubsteifigkeit des Bolzens ist,  $G$  einen Reduktionsfaktor des Ausdrucks darstellt und  $h_{oder}$  ist die Höhe des Zwischentisches.

In Bezug auf den Wert des konventionellen Endwiderstands, der einem Verschiebungswert entspricht, kann noch Folgendes gefragt werden:

$$f_u = qT_u \tag{7}$$

wobei  $T_u$  durch (2) gegeben ist.

Aus den Erfahrungen der Professoren Piazza M. und Turrini G. wurden analytische Modelle von mit Harz in Holz befestigten Stiften erhalten, die sowohl in Bezug auf die Steifigkeit als auch auf die Endfestigkeit mit denen verglichen werden können, die aus Tests des Systems mit trockenen Verbindern Al erhalten wurden -fer srl Das soeben vorgestellte Analysemodell bezieht sich jedoch auf das Verhalten eines einzelnen Stahlstabs, während in den experimentellen Tests, die mit dem Al-fer-Verbinder durchgeführt wurden, die Proben aus 8 Verbindern bestehen. Der Vergleich ist daher möglich, solange es möglich ist, die experimentellen Tests von Al-fer auf einen einzigen Steckverbinder zurückzuführen. Diese Tatsache ist akzeptabel, wenn wir uns auf die Proben 2 und 3 beziehen, bei denen die Wegaufnehmer, wie in Abschnitt 2.4.3 erwähnt, das Gleiten der Verbinder am Ende des Balkens erkennen.

Die Kraft-Weg-Kurven, Abb. 19, des einzelnen Trockenverbinders von Al-fer srl sind unten dargestellt. Diese wurden erhalten, indem die Proben 2 und 3 betrachtet und auf durchschnittliche Schlupfwerte Bezug genommen und die auf die Struktur aufgebrauchte Last zur Vereinfachung und Einhaltung der Gleichgewichtshypothesen durch 8 geteilt wurde.

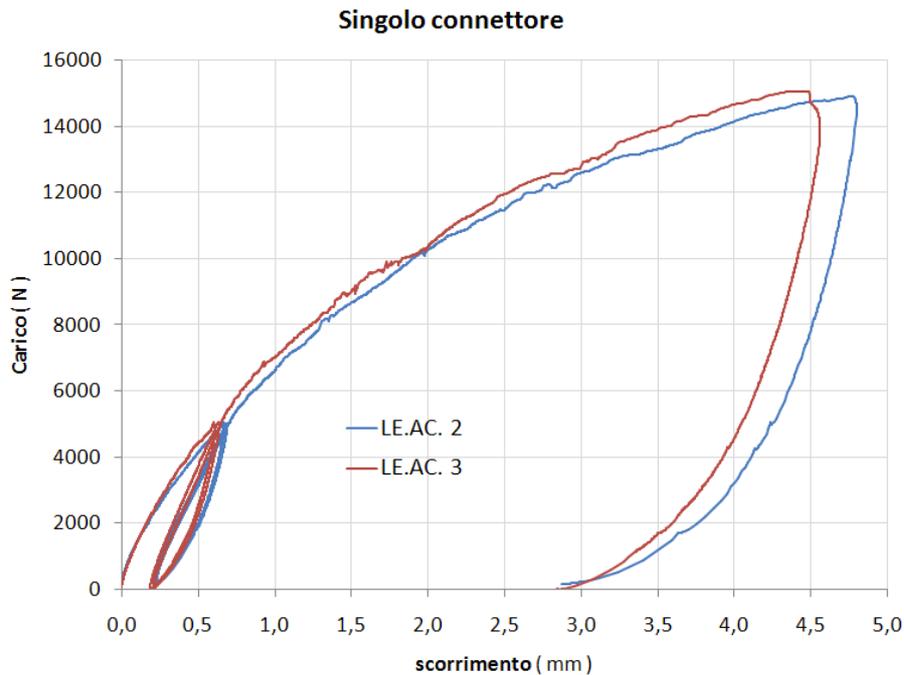


Abb. 19: Durchschnittliche numerische Werte der Tests LE.CA.2/3 auf einem einzigen Stecker.

Das analytische Modell des kunstharzbeschichteten Ständers erfordert die Definition von Parametern, die ausschließlich das Holz und den Ständer betreffen. Diese bestehen, wie bereits erwähnt, aus Stahlstäben mit verbesserter Haftung und es kann von einem E-Modul-Wert von 200.000 Mpa ausgegangen werden.

Für Holz kann vernünftigerweise eine dritte Kategorie (C18) und ein Wert des Elastizitätsmoduls parallel zu den Fasern von 8000 Mpa angenommen werden, ein Wert, der durch das Vorhandensein offensichtlicher Risse entlang der Balken gerechtfertigt ist, Abb. 10 (c). Wenn man von den vorherigen Hypothesen ausgeht, ist es mit Hilfe des eingeführten analytischen Modells möglich, einen Vergleich zwischen einem harzbeschichteten Stift mit 16 mm Durchmesser und dem Verhalten anzustellen, das durch die experimentellen Tests am Al-Fer-Trockenverbinder gezeigt wurde.

- Angenommene Annahmen:

Elastizitätsmodul des Holzes	$E_{ND}$	= 8000	Mpa
Elastizitätsmodul des Bolzens	$E_{ND_{bol}}$	= 200000	Mpa
Durchmesser des Bolzens	$d_{zu}$	= 16	mm
Höhe der Planke	$h_{bol}$	= 25	mm

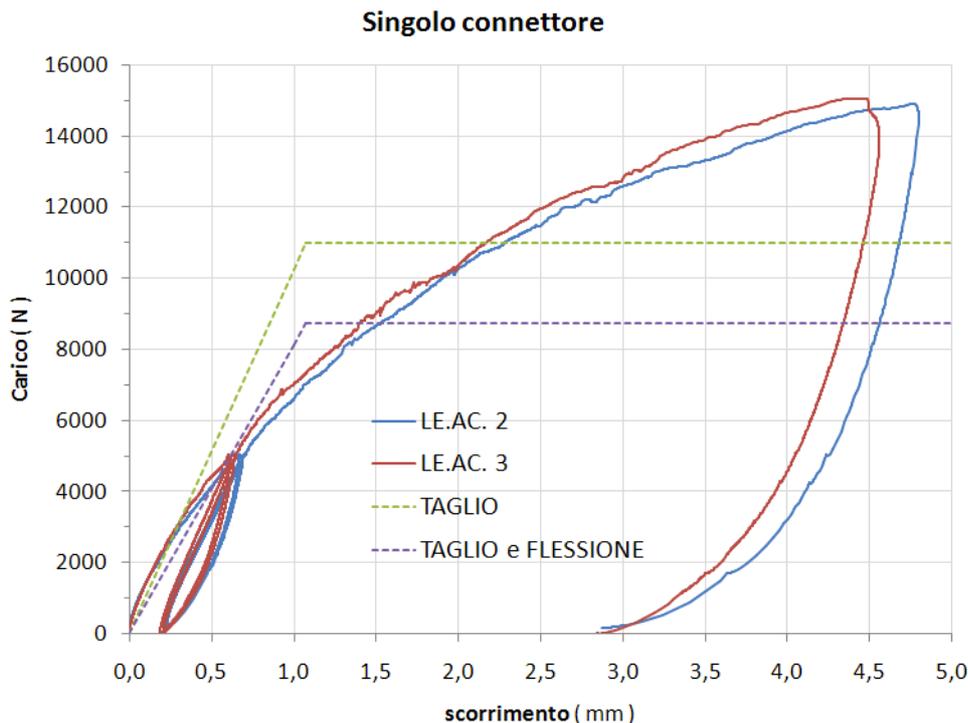
- Scherverhalten:

Anfängliche Steifheit	$w$	= 10240	Mpa
Ultimativer Widerstand	$T_u$	= 11008	Mpa

- Scher- und Biegeverhalten:

Anfängliche Steifheit	$k$	= 8127	Mpa
Ultimativer Widerstand	$f_u$	= 8373	Mpa

Fig. 20 zeigt den Vergleich zwischen den experimentellen Kurven und dem analytischen Modell für einen harzbeschichteten Zapfen mit 16 mm Durchmesser.



**Abb. 20:** Vergleich zwischen den experimentellen Tests und dem analytischen Modell eines gewölbten Bolzens.

Folgende Beobachtungen können gemacht werden:

- 1) Der Al-fer-Trockenverbinder hat eine hohe Anfangssteifigkeit und kommt gerade deshalb einem harzbeschichteten Bolzen mit 16 mm Durchmesser und Scherverhalten nahe. Das Scher- und Biegemodell ist für niedrige Belastungswerte zu konservativ, während die experimentelle Kurve für Kraftwerte von etwa 5000 N zu der des Scher- und Biegebolzens tendiert;
- 2) beide analytischen Modelle sind in Bezug auf die Endwiderstandswerte zu konservativ, was für einen Vergleich mit dem Al-fer-Verbinder ungeeignet ist;

Wir können eine Reflexion über die Ursachen hinzufügen, die zu einer hohen Anfangssteifigkeit führen. Dieser Umstand ist vermutlich auf eine Zwangswirkung zurückzuführen, die zwischen dem Holzbalken und der Zwischenbeplankung dadurch entsteht, dass der Al-fer-Verbinder mit einem Falz ausgestattet ist, der die

die Beplankung zum Balken selbst. In Abb. 21 können wir das Gesagte nachvollziehen. Der Verbinder, dessen zentraler Körper umgekehrt konisch ist (er hat einen Durchmesser von 11,5 mm an der Extrados des Balkens und 12 mm an der Spitze), kann als Druckkappe fungieren. Unserer Meinung nach ist dieser Effekt in der Lage, eine Gleitverzögerung zu erzeugen und somit eine hohe Steifigkeit tangential zum Ursprung zu erzeugen.

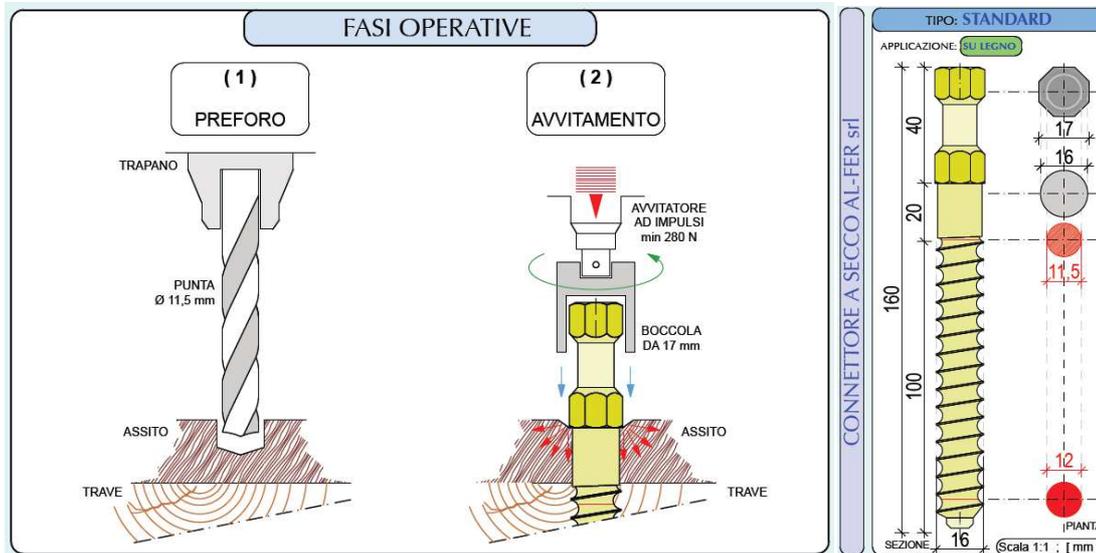


Abb. 21: Befestigung des Trockensteckers Al-fer srl

### 3.3.2 Trockene Anschlüsse in kalibrierten Löchern

Diese zweite Verbindungstechnik wurde von Professor Piero Gelfi von der Universität Brescia eingehend untersucht. Wie bei der Turrini-Methode wird der Stift mit einem (jetzt glatten) Stab aus Betonstahl hergestellt, unterscheidet sich jedoch dadurch, dass das Harz entfernt wird. Die Befestigung des Zapfens im Holzbalken wird erreicht, indem ein kalibriertes Loch hergestellt wird, das etwa ein oder zwei mm kleiner ist als der Durchmesser des Verbinders.

Die von Prof. Gelfi und Mitarbeitern durchgeführte Studie betrifft die theoretische Modellierung der Verbindung zwischen Platte und Träger, die mit trockenen Sprossen mit dazwischenliegender Beplankung hergestellt wird. Der Ansatz geht auf eine theoretische und experimentelle Studie für Bolzenverbinder aus gemischten Stahl- und Betonquerschnitten (Gelfi und Giuriani 1987) zurück, in der das anfänglich elastische Verhalten des Verbinders und das Versagensverhalten mit der Bildung von plastischen Gelenken im Verbinder modelliert werden. Die Ergebnisse der theoretischen Modellierung werden mit den experimentellen Ergebnissen von Gelfi und Giuriani 1995 und Gelfi et al. 1995 verglichen.

### THEORETISCHE BEWERTUNG DER STEIFIGKEIT DER VERBINDUNG

Das Verhalten des Dübels, Abb. 22 (a), ist idealerweise auf das klassische des Balkens auf elastischem Untergrund, Abb. 22 (b), sowohl im eingetauchten als auch im ins Holz gerammten Abschnitt zurückzuführen. Der Abschnitt, der zwischen der Platte und dem Balken angeordneten Beplankung entspricht, wird als frei angesehen, da die Beplankung nicht starr an den Balken gebunden ist und der Stift in diesem Abschnitt innerhalb eines sehr nachgiebigen Mediums wirkt, da er senkrecht zu den Fasern beansprucht wird.

Für die Steifigkeit  $k_w$  für Holz liegen nur wenige Versuchsergebnisse vor. Gemäß den von den Autoren durchgeführten Tests hat die Steifigkeit im elastischen Bereich in Richtung parallel zu den Fasern, definiert als das Verhältnis zwischen der Festigkeit der Stollen-Holz-Grenzfläche pro Längeneinheit des Stollens und der relativen Verschiebung, z. B. der Fichte, kann von einem Wert von etwa 1300 Mpa ausgegangen werden und scheint nicht wesentlich vom Bolzendurchmesser abzuhängen.

Die Steifigkeit des Betons  $k_w$  wurde im Detail untersucht (in Gelfi und Giuriani 1987), wo es ist Bericht vorgeschlagen  $k_w = \frac{UND}{db}$  mit  $b = 2,5 \div 3,3$  entsprechend dem Verhältnis zwischen Durchmesser und Achsabstand der Bolzen.

Sowohl in Beton als auch in Holz wird eine unbegrenzte Länge des Ständers angenommen, Abb. 22 (c), da die Tiefe der gestörten Bereiche, in denen die Verformungen erheblich sind, gering und vergleichbar mit der allgemein für den Ständer angenommenen Entwurflänge ist.

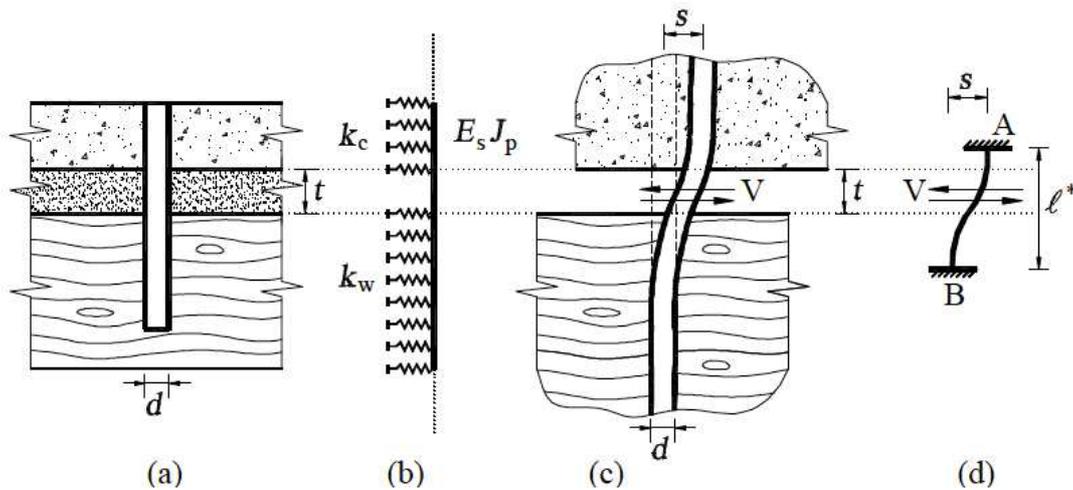


Abb. 22: Modell zur Berechnung der Steifigkeit der Verbindung

Wenn man auf die klassischen Lösungen der Balkentheorie auf elastischem Boden zurückgreift und die Kontinuität der Verformung des Pfostens unter der Wirkung der relativen Verschiebung  $s$  zwischen Beton und Holz auferlegt, Abb. 22 (c), ist dies möglich erhalten Sie die Steifigkeit  $k$  der Verbindung als Verhältnis zwischen der Schubwirkung  $V$  und der Verschiebung  $s$ :

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

wobei  $t$  die Dicke der Zwischenschalung  $k_c$  ist und  $k_w$  die Biegesteifigkeit des Bolzens.

Es ist möglich, zu einer einfacheren Formulierung zu gelangen, die der exakten Lösung sehr nahe kommt, indem vorausgesetzt wird, dass die Steifigkeit der Verbindung gleich der des doppelt verkeilten Bolzens mit idealer Länge  $l^*$  ist, Abb. 22(d):

$$k = \frac{12 \cdot E_s J_p}{l^* \cdot t^3} \quad (9)$$

$$l^* = \frac{1}{\#} \quad (9')$$

Funktion  $\#$  kann in Taylor-Reihen um die Referenzwerte erweitert werden

und  $\#$  der vier Variablen:

$$\# = \#_0 \cdot \left( \frac{k_c}{k_{c0}} \right)^{\alpha} \cdot \left( \frac{k_w}{k_{w0}} \right)^{\beta} \cdot \left( \frac{t}{t_0} \right)^{\gamma} \cdot \left( \frac{E_s J_p}{E_s J_{p0}} \right)^{\delta} + \dots$$

Es ist möglich zu verifizieren, dass die abhängigen Terme von Ableitungen höherer als der ersten Ordnung, direkt und gemischt, vernachlässigbar sind und somit die Reihe bei den Termen erster Ordnung stoppen.

Unter Annahme der gebräuchlichsten Werte für die Referenzwerte der Steifigkeit des Betons und des Holzes, der Dicke der Zwischenschalung und des Durchmessers des Ständers:

- $k_c = 10000 \text{ MPa}$ ;
- $k_w = 13000 \text{ N/mm}^2$ ;
- $t = 25 \text{ mm}$ ;
- $d = 16 \text{ mm}$

wir bekommen:

$$- 17,3 - 0,000572 - 0,00894 \text{ und} \quad \text{"} \quad 0,880 \quad 4,34 \% \quad (10)$$

mit  $\sigma$  ausgedrückt in Mpa,  $\epsilon$  in mm.

Es ist möglich, eine weitere Vereinfachung zu erreichen, indem berücksichtigt wird, dass signifikante Variationen von zu vernachlässigbaren Variationen von führen. Daher Platzierung  $\sigma = 10000 \text{ N/mm}^2$ , (10) kann umgeschrieben werden Auf die folgende Weise:

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

Die bei der Bewertung gemachten Fehler variieren mit (10) und (11) ist kleiner als 5%, wenn die Parameter in den Bereichen von praktischem Interesse:

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

Diese Ungenauigkeit führt zu einem maximalen Fehler von 14 % bei der Bewertung der Steifigkeit  $k$  der Verbindung.

Beachten Sie, dass der Ausdruck von  $k$  lässt sich nicht direkt auf einen linear abhängigen Zusammenhang der Variablen reduzieren, da sie stark von den Termen beeinflusst wird, die die gemischten Ableitungen und die Ableitungen höherer Ordnung der Variablen von  $t$  enthalten.

Bei Verbindern mit einem Durchmesser von  $d = 16 \text{ mm}$  mit dazwischenliegender Beplankung fällt die theoretische Gerade praktisch mit dem ersten Abschnitt der Versuchskurven zusammen.

### THEORETISCHE BEWERTUNG DER ULTIMATIVEN STÄRKE DER VERBINDUNG

Die in der Baupraxis angenommene Einstecklänge in das Holz und in den Beton ist im Allgemeinen so, dass der maximale Widerstand des Ständers erreicht werden kann, der auftritt, wenn ein Klappmechanismus mit zwei Kunststoffscharnieren gebildet wird (Gelfi et al. 1995 und Gelfi und Giuriani 1987). In der vorliegenden Arbeit bezieht sich die theoretische Bewertung des Widerstands der Verbindung auf diese Situation eines Pfostens mit ausreichender Einstecklänge in Holz und Beton für die Bildung eines Einsturzmechanismus mit zwei Kunststoffscharnieren, auch unter Berücksichtigung des Vorhandenseins der zwischengeschaltete Dicke  $t$ , Abb. 23.

Die Formulierung stellt eine Erweiterung der Theorie dar, die für Stahl-Beton-Verbindungen entwickelt wurde (Gelfi und Giuriani 1987) und der von Johansen (1949) vorgeschlagenen Theorie, genannt das "Europäische Ertragsmodell", angenommen vom EC5, bezüglich Holz-Holz und Holz - Metallplatten.

Es wird als angemessen erachtet, auf das in (Gelfi und Giuriani 1995) eingeführte Konzept der effektiven Länge zu verweisen. Die Tragfähigkeit des Bolzens ist nämlich gleich der Resultierenden der Lagerpressung  $\sigma_7$  im Holz wirkend auf die Nutzlänge oder der Lagerdruck  $\sigma_7$  im Beton wirkend auf die Nutzlänge (Abb. 23). Der Dübel muss dann eine minimale zusätzliche Einsinklänge in Holz und Beton haben (bzw.  $\epsilon$  in Abb. 23), so dass der Klappmechanismus mit zwei Kunststoffscharnieren (Abb. 23 a) hergestellt werden kann, wodurch die maximale Tragfähigkeit erreicht werden kann.

Da an den plastischen Gelenken A und B, wo das Biegemoment des Bolzens maximal ist (Abb. 23c), keine Scherung auftritt, wird das Gleichgewicht des Schnitts AB (Abb. 23d) durch die Gleichung ausgedrückt:

$$\sigma_7 \frac{l_1}{2} - \frac{M}{2} \leq -2 \leq -Q \quad (12)$$

$l_1$ ,  $l_2$  Nutzlängen der Betonseite; plastisches  
 $M$  Widerstandsmoment des Bolzens;  
 $\sigma_7$ ,  $\sigma_7$  Sickerwiderstand von Beton und Holz;  
 $Q$  Endwiderstand der Verbindung für jede Sprosse.

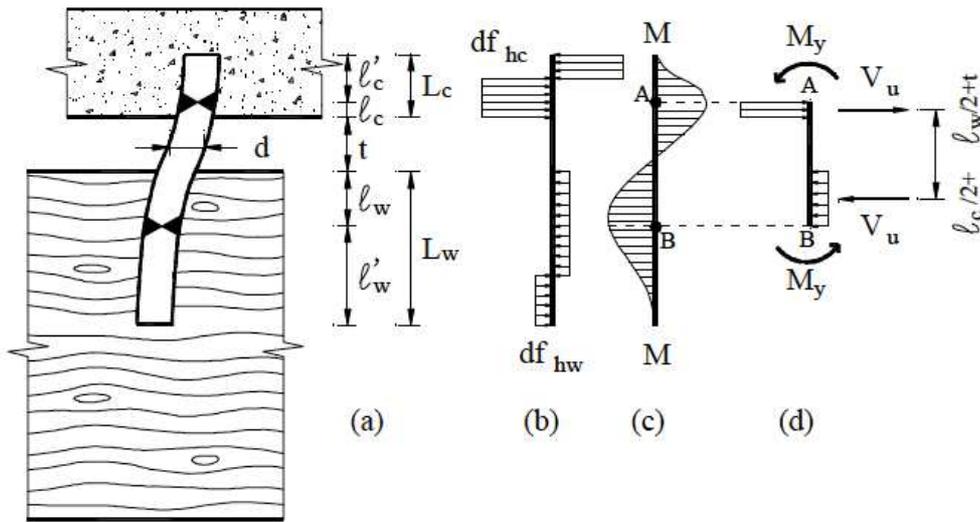


Abb. 23: Kollapsmechanismus und Modell zur Berechnung des Widerstands des Stollens

Aus (12) ist der ultimative Widerstand des Anschlusses für die einzelne Sprosse:

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

und sein:

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

Die Nutzlänge des im Holz befestigten Profils ergibt sich aus:

$$l_w = \frac{L_c}{2} + t \quad (13)$$

Da das plastische Widerstandsmoment des Bolzens durch die bekannte Beziehung gegeben ist:

$$M_{pl,y} = \frac{R_{t,y} \cdot A_{eff}}{6}$$

wo  $R_{t,y}$  die Streckgrenze des Bolzens ist, kann (13) in der aussagekräftigeren Form geschrieben werden:

$$R_{ult} = \frac{R_{t,y} \cdot A_{eff}}{6 \cdot l_w} \quad (14)$$

mit:

$$A_{eff} = \frac{d \cdot l_w}{4} \quad (fünfzehn)$$

Der Endwiderstand des Bolzens ist dann für (12') und (14):

$$R_{ult} = \frac{R_{t,y} \cdot d \cdot l_w}{24} \quad (16)$$

Es sei darauf hingewiesen, dass die Einstecklängen in das Holz von sechs Durchmessern ausreichen, um den Klappmechanismus mit zwei Kunststoffscharnieren einzurichten.

Anhand der vorgestellten Gleichungen ist es nun möglich, das Verhalten der Verbindung mit Stiften abzuschätzen, die durch Löcher befestigt sind, die mit dem System kalibriert sind, das wir Gelfi nennen werden. Ein Vergleich kann daher mit einem Gelfi-Pin und dem Al-fer-Stecker gezogen werden. Wie üblich gelten die bereitgestellten Ausdrücke für einen einzelnen Bolzen, und daher wird der Vergleich an Holz durchgeführt, das dem ähnlich ist, das für die Al-Fer- und 16-mm-Bolzentests verwendet wird.

Der Al-fer-Verbinder besteht aus einem Stahl mit einer Streckgrenze, die doppelt so hoch ist wie die eines glatten Stahlbetonstabs, aber entlang seiner Achse variiert der Querschnitt von maximal 16 mm bis minimal 11,5 mm. Diese beiden Aspekte, zusammen mit dem Abutment und dem zuvor diskutierten Zugeffekt, könnten, und das wollen wir demonstrieren, gewöhnlichen Verbindungssystemen mit einem konstanten Durchmesser, der dem maximalen Durchmesser des Trockenverbinders Al entspricht, überlegene Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften verleihen - fer.

VERGLEICH GELFI SYSTEM UND AL-FER TROCKENVERBINDER

Die Hypothesen werden unten anhand des eingeführten analytischen Modells für einen Vergleich zwischen einem Bolzen mit 16 mm Durchmesser in kalibrierten Löchern und dem Verhalten, das durch die experimentellen Tests am Al-Fer-Trockenverbinder gezeigt wurde, angegeben.

Angenommene Annahmen:

1) HOLZ:

Tannentyp (Klasse C18)			
Charakteristische Masse	$\rho_k$	=	320 kg/mc
Lagerwiderstand	$f_{hw}$	=	35 Mpa
Steifigkeit	$k_w$	=	1300 Mpa

2) BETON:

Klasse C25/30	$f_{hc}$	=	25 Mpa
Lagerwiderstand	$f_{hc}$	=	120 Mpa
Steifigkeit	$k_c$	=	10000 Mpa

3) PEG:

Zapfendurchmesser	$d$	=	16 Mpa
Charakteristische Streckgrenze	$f_j$	=	350 Mpa
Elastizitätsmodul des Bolzens	$UND_s$	=	210000 mm
Trägheitsmoment der Sprosse	$j_P$	=	3217 mm <sup>4</sup>

4) UNTERSTÜTZT

Höhe des Tisches	$h_{oder}$	=	25 mm
------------------	------------	---	-------

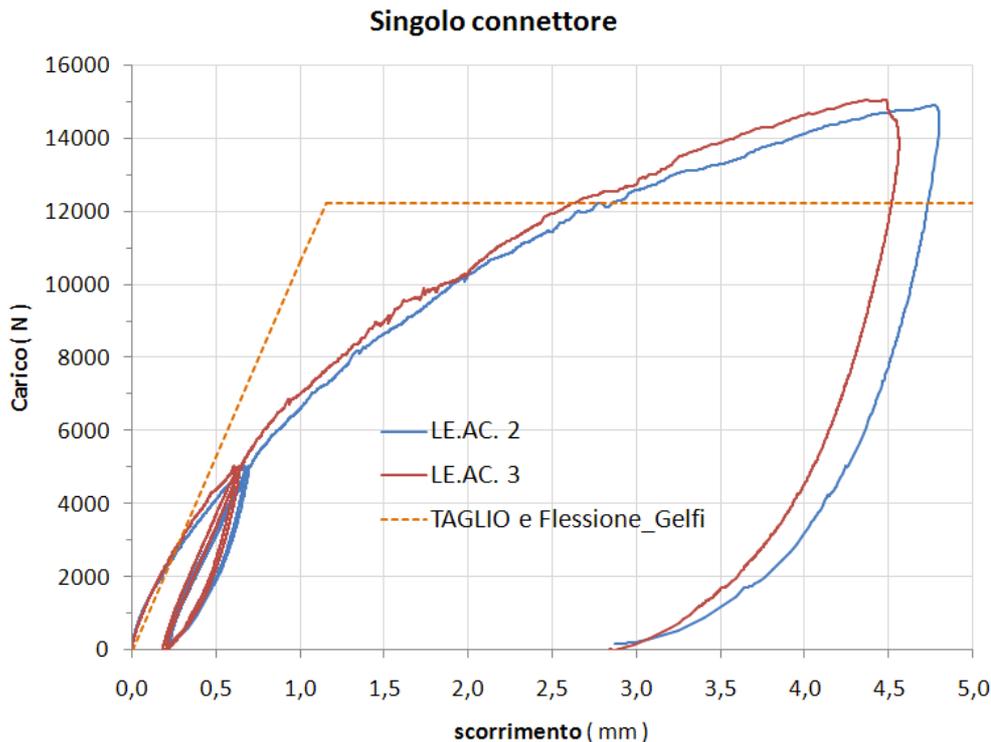
Steifigkeit des analytischen Modells:

Ideale Länge der doppelt verkeilten Sprosse [ Gleichung (10) ]		=	91 mm
Anfängliche Steifheit [ Gleichung (9) ]	$k_P$	=	10611 N/mm

Endwiderstand des analytischen Modells:

dimensionsloser Parameter. [ Gleichung (15) ]	$DIE$	=	1.36
Effektive Länge des in das Holz eingetriebenen Abschnitts. [ Gleichung (14) ]		=	22 mm
Effektive Länge des in den Beton getriebenen Abschnitts. [ Gleichung (12'') ]		=	6 mm
Ultimativer Widerstand [ Gleichung (16) ]	$v_u$	=	12223 Nein

Der Steifigkeits- und Endfestigkeitsverlauf des Gelfi-Bolzens kann daher durch Überlagerung mit den experimentellen Werten des Al-fer-Trockenverbinders aufgetragen werden, Abb. 24.



**Abb. 24:** Experimentelle Kurven Al-fer und analytisches Modell prof. Gelfi

Folgende Überlegungen können angestellt werden:

- 1) Das von Professor Gelfi vorgeschlagene analytische Modell ist zweifellos vollständiger als das für das Verhalten von harzbeschichteten Stiften vorgeschlagene. Bei letzterem werden die Steifigkeits- und Widerstandsparameter wie für die Bolzen in kalibrierten Löchern aus der Theorie des langen Balkens in einem elastischen Medium erhalten;
- 2) Das analytische Modell sieht eine exakte Formulierung und eine einfachere vor, letztere sieht die Verwendung einer idealen Länge vor, die für FEM-Anwendungen von großer Hilfe sein könnte;
- 3) Unter der Annahme, dass die für die Materialien angenommenen Werte vom gesunden Menschenverstand diktiert werden und nicht das Ergebnis angemessener Untersuchungen sind, stellen wir eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Daten von Al-fer und der Steifigkeit der Bolzen in kalibrierten Löchern mit einem Durchmesser fest von 16mm. Der Anfangssteifigkeitswert der Bolzen beträgt 10611 N/mm, und die mit dieser Steigung erhaltene Kurve schneidet die Versuchskurven für Werte von ungefähr 3000 N, was ungefähr der auf die Verbinder im Betrieb aufzubringenden Gleitkraft entspricht;
- 4) Die Bolzenverbindung  $\varnothing$  16 mm mit zwischengeschalteter Beplankung zwischen Platte und Balken verhält sich bezüglich der Anfangssteifigkeit sehr ähnlich zu den Al-fer Trockenverbindern. Andererseits wird der Endwiderstand unterschätzt, tatsächlich wurde  $V_{\text{erhalten}}=12223$  N, um mehr als 20 % falsch im Vergleich zu den ungefähr 15000 N des Al-fer-Trockenverbinders;

### 3.3.3 Vorschriften

Auf italienischem Boden sind die verbindlichen Rechtsvorschriften im Text des DM 14.01.08 enthalten, der auch als technische Normen für das Bauwesen „NTC 08“ bezeichnet wird. Kapitel 4.4 ist Holzkonstruktionen gewidmet, und insbesondere Absatz 4.4.9 befasst sich mit den Verbindungen der verschiedenen Verbindungstypen (Holz-Holz, Stahl-Holz usw.). In diesem Unterkapitel erläutert die Norm, dass die Tragfähigkeit und die Verformbarkeit der Verbindungsmittel unter Bezugnahme auf Normen mit nachgewiesener Gültigkeit bewertet werden können. Diese sind in Kapitel 12 des NTC 08 zu finden, wo erklärt wird, dass die Angaben in den folgenden Dokumenten mit den Prinzipien übereinstimmen sollen, die diesen zugrunde liegen:

- Strukturelle Eurocodes, veröffentlicht von CEN, mit den in den Nationalen Anhängen angegebenen Spezifikationen oder, falls diese nicht vorhanden sind, in der internationalen Form EN;
- harmonisierte Normen UNI EN, deren Fundstellen im Amtsblatt der Europäischen Union veröffentlicht werden;
- Von UNI veröffentlichte Standards für Tests, Materialien und Produkte.

Nach einer durchgeführten Untersuchung sind die für diese Arbeit nützlichen Vorschriften:

- 1) CNR-DT 206/2007\_Anweisungen für die Planung, Ausführung und Kontrolle von Holzkonstruktionen;
- 2) EC5\_UNIEN1995-1-1-2009\_Entwurf von Holzkonstruktionen.

Bei Betrachtung der Vorschriften wird deutlich, dass das angenommene Modell vom vollkommen elastisch-plastischen Typ ist und das Verhalten des Fügemediums durch drei grundlegende Parameter beschrieben wird:

- $k_{LM}$  momentaner Gleitmodul (in N/mm) für jeden schubfesten Querschnitt und für jedes Verbindungsmittel, anzuwenden im Grenzzustand von Übung ;
- $g$  Momentaner Gleitmodul (in N/mm) für jeden schubfesten Querschnitt und für jedes Verbindungsmittel, das verwendet werden soll Grenzzustand von letzte ;
- $f_{v,Rk}$  charakteristische Tragfähigkeit für Nägel, Bolzen, Dübel und Schrauben, für einzelne Schnittenebene und für einzelne Verbindungsmittel.

Eine erste Beobachtung kann bezüglich des Unterschieds gemacht werden, mit dem die beiden genannten Standards den Parameter bestimmen - KLM-Erweiterung:

CNR 206/2007	EC5 2009
$- k_{LM} = 2 \cdot N_{TUN} \cdot \frac{\rho_{N,d}}{20}$	$- k_{LM} = 2 \cdot N_{pin,d} \cdot \frac{\rho_{d,23}}{23}$

In welchem  $N_{TUN}$  und  $N_{pin,d}$  sind jeweils die Dichte des Holzes, durchschnittlich und charakteristisch. Die Nummer 2 ist darauf zurückzuführen, dass gemäß der Gesetzgebung für Holz-Beton-Verbindungen die Werte von  $k_{LM}$  verdoppelt werden.

Zu den K-Werten  $k_{LM}$  und  $F_{v,Rk}$ , die beiden Verordnungen stimmen sehr gut überein, die vorgeschlagenen Formulierungen werden nachstehend aufgeführt.

Schlupfmodul für ULS:

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

Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit von Holz-Beton-Verbindungen mit Zylinderschaft-Metallverbindern lässt sich auf Holz-Stahl-Verbindungen mit Scherebene mit Platte zurückführen **dick**. Diese Annahme setzt voraus, dass das Verbindungssystem ausreichend in die beiden Materialien eingebettet ist Abb. 25, und dass folgende Mindestbedingungen gewährleistet sind:

- $L_w \geq 6d$
- $L_c \geq 2,5d$

Wo ist es:

- $L_w$  ist die Eintauchlänge des Dübels in das Holzelement (Abb. 25)
- $L_c$  ist die Eintauchlänge des Dübels in den Beton;
- $D$  ist der Durchmesser des Steckers.

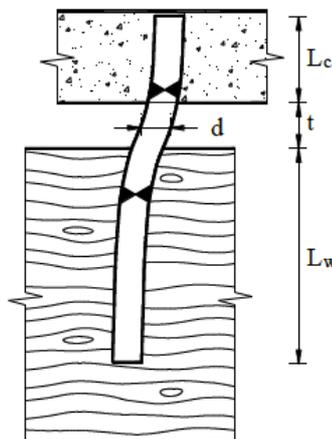


Abb. 25: Verbindung hergestellt mit Stiften mit zylindrischem Schaft

Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit, für jedes Verbindungsmittel und jede Scherebene mit Stahlplatte *dick*, wird als der kleinste der aus den folgenden Formeln erhältlichen Werte angenommen:

<b>Piastre spesse <math>t \geq d</math></b>	
Modi di rottura	Valori caratteristici di resistenza a taglio
<p style="text-align: center;"><math>I_B</math></p>	$R_k = f_{h,k} t_1 d$
<p style="text-align: center;"><math>II_B</math></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 style="text-align: center;"><math>II_B</math></p>	$R_k = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,k} f_{h,k} d}$

**Tab. 6:** Versagensarten und Kennwerte von Stahl-Holz-Verbindungen

Dabei haben die in Tabelle 6 enthaltenen Begriffe folgende Bedeutung:

- $R_k$  ist die charakteristische Tragfähigkeit, durch Scherebene und durch Fügen als Funktion der Versagensart;
- $f_{h,k}$  ist der charakteristische Überkochwiderstand im Holzelement;
- $t_1$  ist die kleinste der Elementdicken auf der Holzseite oder die Eindringtiefe;
- $d$  der Durchmesser des Fügemediums ist;
- $M_{y,Rk}$  ist das charakteristische Fließmoment für die Verbindungsmittel;

Letztendlich kann die Tragfähigkeit als Mindestwert bestimmt werden:

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

Dieser in den Normen enthaltene Ansatz wurde erstmals 1949 von Johansen vorgeschlagen. Die Gleichungen der Tragfähigkeit der Verbindung mit Zylinderschaftverbindern ergeben sich aus einfachen Betrachtungen des Gleichgewichts im Grenzzustand unter der Annahme eines Starrs Verhalten -Kunststoff für beide Materialien. Die Unterbrechungsarten, die in einer Verbindung stattfinden können, sind im Wesentlichen die folgenden:

- **WegI**ch Nachschub des Holzteils;
- **WegI**ch Belastung des Holzteils und gleichzeitiges Nachgeben des Metallverbinders unter Bildung eines Kunststoffscharniers;
- **WegII** Belastung des Holzteils und gleichzeitiges Nachgeben des Metallverbinders unter Bildung eines Kunststoffscharniers;

Die von Johansen vorgeschlagene Formulierung hat zwei grundlegende Einschränkungen. Ersteres ist für die Verbindungen von Holzbalken und kollaborativer Platte von relativ geringem Interesse, während letzteres von unzweifelhaftem Interesse ist. In Bezug auf ersteres berücksichtigt das Modell einige Kollapsmodi nicht, insbesondere des Holzteils, die mit dem Auftreten von Spannungen orthogonal zur Faser im Holz verbunden sind und die zerbrechliche Versagensmechanismen bestimmen können. Diese Mechanismen sind daher für strukturelle Zusammenbrüche auf Werte verantwortlich, die niedriger sind als die vom Johansen-Modell vorhergesagten. Während die andere Grenze dem Analysemodell selbst inhärent ist: Das Modell ist daher in der Lage, in den aufgestellten Hypothesen die Grenzlaster beim Versagen vorherzusagen, kann jedoch keine Hinweise auf die Verformbarkeit der Verbindung geben, noch, folglich von den Steifigkeits- und Duktilitätseigenschaften der Verbindung. Tatsächlich werden die CNR- und EC 5-Vorschriften für die Formulierung der Steifigkeit der Verbindung zum NICOLE-Dokument unter Verwendung der bereits oben erwähnten Formeln verwendet.

Wir haben jetzt alle Werkzeuge, um das Verhalten eines zylindrischen Schaftverbinders gemäß den von den Normen vorgeschlagenen Modellen charakterisieren zu können. Es ist daher einfach, einen hypothetischen Stift, der in einem Holzmedium befestigt ist, mit (angenommenen) Eigenschaften, die mit denen vergleichbar sind, die für die Experimente verwendet wurden, und den Trockenverbinder Al-fer srl zu vergleichen

Zunächst wird ein äquivalenter Stift mit einem Durchmesser von 16 mm analysiert. Für den Wert der Holztragfähigkeit kann für  $\alpha=0$  (Faserrichtung) der in den Normen enthaltene Ausdruck verwendet werden:

$$f_{t,0,k} = 0,082 \cdot 1 - 0,01 \cdot N_r \quad (19)$$

Während für die Fließeigenschaften des Steckverbinders

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

Ähnlich wie in den vorangegangenen Kapiteln wurden folgende Hypothesen angenommen:

1) HOLZ:

Tannenart (Klasse C18)

Charakteristische Dichte  $\rho_k = 320 \text{ kg/m}^3$

Durchschnittliche charakteristische Masse  $\rho_m = 380 \text{ kg/m}^3$

Kochwiderstand  $f_{h,0,k} = 22 \text{ Mpa}$   
 [Gleichung 19]

2) STECKER:

Bewehrungsstäbe mit verbesserter Haftung ( B450 C)

Durchmesser des Zylinderschaftverbinders  $d = 16 \text{ mm}$

Einstecklänge in das Holz  $t_1 = 100 \text{ mm}$

Charakteristische Streckgrenze  $f_{yk} = 450 \text{ Mpa}$

Charakteristische Bruchfestigkeit  $f_{yk} = 540 \text{ Mpa}$   
 $f_{yk}$  - Vereinigtes Königreich

Plastisches Moment  $\leq 176947 \text{ Nmm}$   
 [Gleichung 20]

Dabei ist die Einstecklänge in das Holz,  $t_1$ , wurde analog zu Anschluss a übernommen trockenem Al-fer oder 100 mm

Daraus können die mechanischen Steifigkeitsparameter erhalten werden:

CNR 206/2007

EC5 2009

- KLM-Erweiterung- 9159Q/SS

- KLM-Erweiterung- 10306 Q/SS

- 8- 6106 Q/SS

- 8- 6870 Q/SS

Für die Werte der endgültigen Tragfähigkeit stellt sich heraus:

**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

Zu beachten ist, dass der Wert von  $K_{ser}$ , bestimmt durch die eine oder andere Vorschrift, weicht um 12,5 % ab. Über die hohe Anfangssteifigkeit des Al-fer Trockenverbinders wurde bereits viel gesagt, daher dient zu Vergleichszwecken das Modell EC5 Version 2009. Nachfolgend die Zahlenwerte:

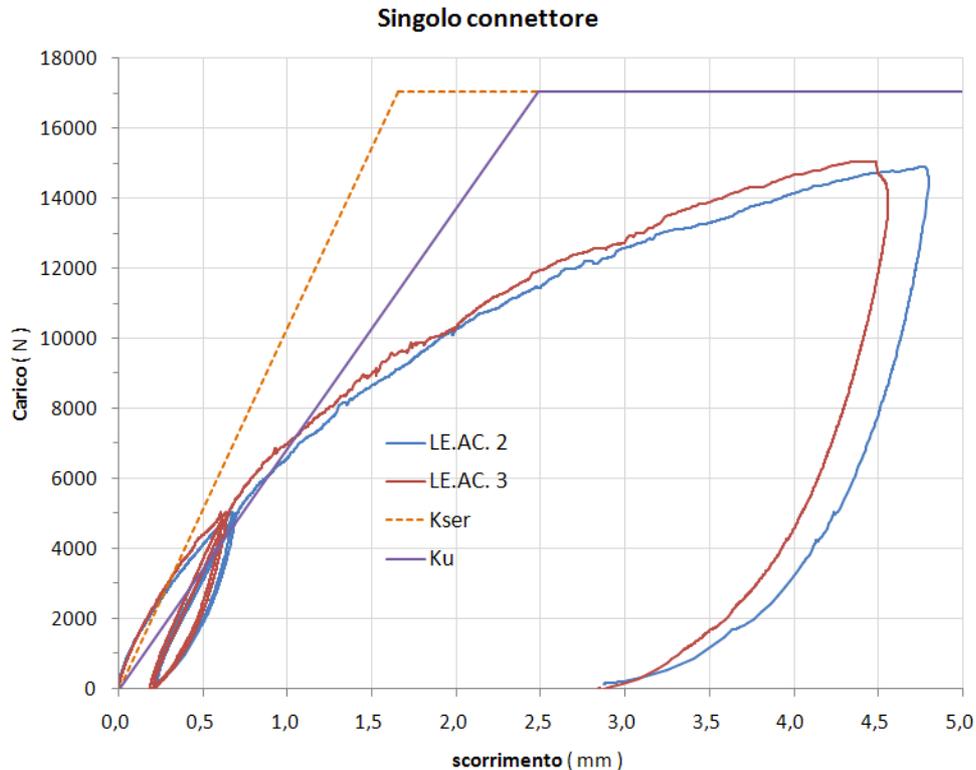
**EC5-2009**

-  $K_{LM}$ -Erweiterung - 10306 Q/SS

- 8 - 6870 Q/SS

$w_{X,Y^*}$ - 17050 Q/SS

Durch Angabe der Parameter in der üblichen Grafik wird der Trend in Abb. 26 erhalten.



**Abb. 26: Verbindung hergestellt mit Zylinderschaftstopfen EC5 2009**

Die Hypothese, den Stecker mit einem Stift mit 16 mm Durchmesser zu vergleichen, erweist sich als gültige Idee, wenn wir bei der Beobachtung der Kurven bis zu niedrigen Werten der aufgetragenen Last, etwa 4000 N, stehen bleiben. Für höhere Lasten jedoch ist gerade im Hinblick auf die Tragfähigkeit eine schlechte Lösung. Tatsächlich sollte nach dem von der Norm vorgeschlagenen analytischen Modell der Kolbenbolzen theoretisch mit einem Versagensmodus vom Typ II nachgeben, der ein Überkochen des Holzes und die daraus folgende Bildung eines plastischen Scharniers für Belastungen von etwa 17.000 N vorsieht. Dieser Wert kommt gut zu den experimentell ermittelten etwa 15.000 N hinzu. Es sollte beachtet werden, dass diese Ergebnisse stark von der Unsicherheit des Holzmediums beeinflusst werden, da willkürliche mechanische Eigenschaften geschätzt wurden.

Es ist wichtig zu beachten, was in Professor Gelfis Diskussionen über das von der Gesetzgebung vorgeschlagene Analysemodell berichtet wird. Anders als bei analytischen Modellen

vorgeschlagen von Gelfi und Turrini, schlagen die Vorschriften ein verschiebbares Modul,  $k_{ser}$ , vor, das die Ablösung aufgrund der Beplankung nicht berücksichtigt. Unter diesen Umständen liefert der Eurocode jedoch häufig Steifigkeitswerte, die nicht immer zugunsten der Sicherheit ausfallen Bild 27.

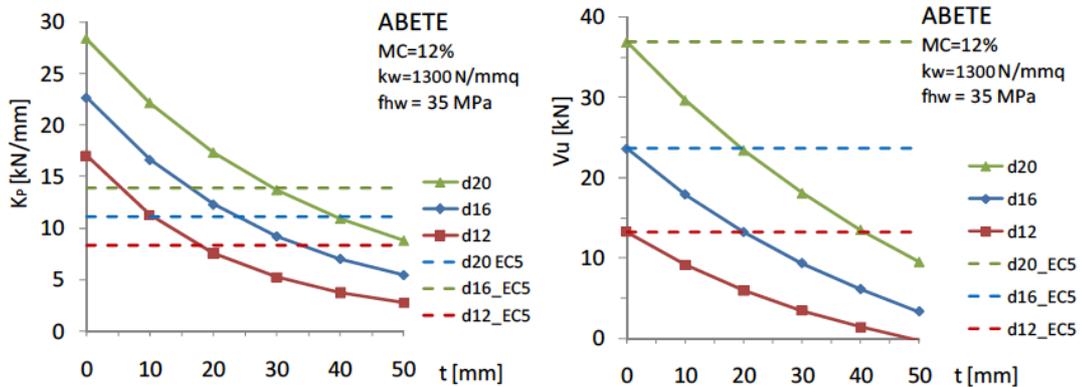


Abb. 27: Verlauf der Steifigkeit und Tragfähigkeit des Anschlusses in Abhängigkeit von der Beplankung Gelfi.

Das Bild stammt aus einer Publikation von Prof. Gelfi und zeigt deutlich, wie Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbindung von der Dicke der Beplankung abhängen. Es ist logisch zu erwarten, dass bei hohen Werten der Ablösung zwischen der Platte und dem Holzbalken eine Benachteiligung des gemischten Systems erfolgt. Wie das Bild zeigt, stimmen bei Dielenwerten von etwa 25 mm die Steifigkeiten mit dem Gelfi-Modell und dem EC5 gut mit den Al-fer-Experimenten überein, d.h. es gibt eine Anfangssteifigkeit  $k_v$  von ca. 10.000 N. Mit den analytischen und experimentellen Al-fer-Modellen gibt es hingegen keinen Einklang in Bezug auf die Tragfähigkeit. Nach den Werten der Tests liegt die Bruchfestigkeit bei 15.000 N, ein Wert, der genau in der Mitte der aus den analytischen Modellen erhältlichen Werte liegt (Gelfi um 12.000 N und EC5 um 17.000 N).

Erwähnenswert ist ein zweiter Mangel, der nach Ansicht des Verfassers den Vorschriften innewohnt und der Beton betrifft. Unter der Annahme, dass sich die Platte wie eine unendlich steife dicke Stahlplatte verhält, konnte die Holz-Beton-Verbindung als Stahl-Holz-Verbindung behandelt werden. Diese Tatsache ist nicht so offensichtlich, da Beton, obwohl er viel starrer ist, auch Sickerphänomenen ausgesetzt ist. Dieser Aspekt, den nur das analytische Modell von Professor Gelfi berücksichtigt und der daher aus den oben genannten Gründen als der gültigste angesehen wird, um das Phänomen darzustellen, selbst wenn er modifiziert werden muss, um auf das gemischte System mit Al-fer angewendet zu werden trockene Anschlüsse.

### 3.3.4 Vergleich der vorgeschlagenen analytischen Modelle

In den vorangegangenen Kapiteln wurden verschiedene Analysemodelle untersucht, von denen jedes in der Lage ist, das mechanische Verhalten von im Holz befestigten Metallverbindern zu beschreiben, die für die Herstellung von Holz-Beton-Verbindungen geeignet sind. Bautechnisch unterscheiden sich die verschiedenen Systeme kaum, aber jeder Autor hat seine eigene Formulierung vorgeschlagen. Die verschiedenen Modelle wurden mit den experimentellen Daten der Al-fer-Verbinder verglichen, um deren Steifigkeit und Widerstand zu messen. Nachfolgend sind die diesbezüglichen Erfahrungen für einen gleichwertigen Stecker mit 16 mm Durchmesser tabellarisch zusammengefasst.

Mittel der Vereinigung	Autor	Analytisches Modell	
		k [ N/mm ]	v [ N ]
Harzbeschichteter Stift	Turrini	10240	11008
Trockener Stift	Gelfi	10611	12223
Stecker	Vorschriften (Johansen, Nicole)	10306	17050

Tab. 7: Vergleich von analytischen Modellen unter Verwendung einer Stahlverschraubung mit 16 mm Durchmesser

Es ist zu beobachten, dass eine gute Übereinstimmung zwischen den Steifigkeitswerten besteht, während die Streuung der Werte bezüglich der Bruchfestigkeit deutlich erkennbar ist.

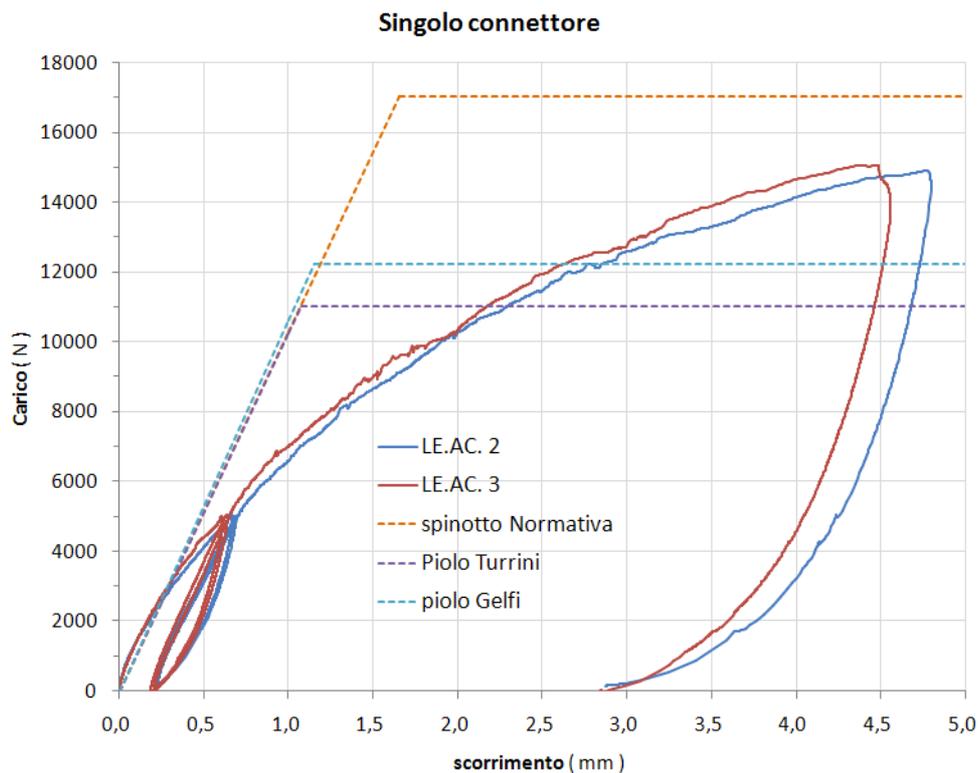


Abb. 28: Vergleich zwischen experimentellen Tests und analytischen Modellen für ein Fügemedium mit 16 mm Durchmesser.

Aus allen durchgeführten Experimenten wird geschlossen, dass es nicht möglich ist, das Verhalten des Al-fer-Trockenverbinders mit den in der Literatur bekannten Modellen zu beschreiben.

Man könnte daran denken, das analytische Modell von Professor Gelfi zu verwenden, was die Abschätzung der Anfangssteifigkeit betrifft. Dieses Modell ist, wie bereits erwähnt, das vollständigste, da es die Steifigkeit jedes Materials berücksichtigt, aus dem das gemischte System besteht, und auch das Vorhandensein der durchgehenden Beplankung berücksichtigt. Was die endgültige Tragfähigkeit des Verbinders betrifft, könnte man daran denken, ein elastisch-plastisches Modell zu verwenden, das aushärtet und in der Lage ist, die durch die experimentellen Tests gezeigte Tragfähigkeitskurve ungefähr wiederzugeben.

### 3.3.5 Linearisierung der Kapazitätskurve

Pushover-Analyse oder Schubanalyse (wörtlich Pushover bedeutet "weiter schieben") ist ein nichtlineares statisches Verfahren, das verwendet wird, um das Verhalten einer Struktur angesichts einer gegebenen Einwirkung (Kraft oder Verschiebung) zu bestimmen.

Es besteht darin, die Struktur zu "schieben", bis sie zusammenbricht oder ein Deformationskontrollparameter einen voreingestellten Grenzwert erreicht; Der "Schub" wird durch monotone Anwendung eines vorher festgelegten Profils von Kräften oder Verschiebungen erhalten.

Diese Technik wird verwendet, um eine genaue und realistische Vorhersage der seismischen Reaktion einer Struktur zu erhalten, und erfordert den Einsatz von Analysewerkzeugen, die es uns ermöglichen, ihr nichtlineares Verhalten und ihre Entwicklung im Laufe der Zeit zu verstehen.

Die Belastbarkeit einer Struktur hängt von den Widerstands- und Verformungskapazitäten ihrer einzelnen Komponenten ab.

Die Kapazitätskurve definiert die Kapazität des Bauwerks unabhängig von einer bestimmten seismischen Beanspruchung (tatsächlich wird kein Bezug auf die seismische Einwirkung gemacht) und beschreibt daher die intrinsischen Eigenschaften des widerstandsfähigen Systems; mit anderen Worten, es ist eine Art vereinfachtes konstitutives Band der Struktur.

Aber genau das wurde für den Al-fer-Trockenstecker gemacht. Tatsächlich wurde in den vorangegangenen Kapiteln ausgiebig von der Kapazitätskurve Gebrauch gemacht, die das System aufweist, und wir sind dann auf Kurven zurückgekehrt, die das Verhalten des einzelnen Verbinders darstellen.

Wenn wir beabsichtigen, die Reaktion realer Strukturen zu analysieren, können wir das Problem weiter vereinfachen

stückweise Linearisierung der Antwort des Systems und damit seiner Kapazitätskurve, wobei bilineare oder trilineare Annäherungen angenommen werden, wie beispielhaft in Abb. 29 gezeigt.

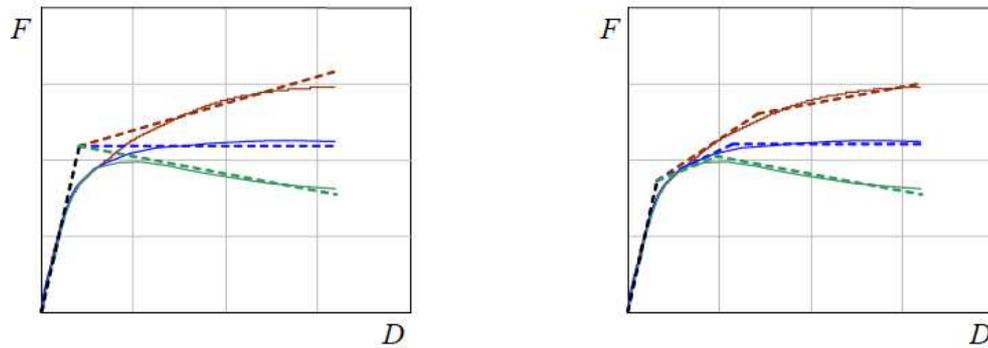


Abb. 29: Bilineare (rechts) und trilineare (links) Linearisierungen der Kapazitätskurve eines realen Systems.

Dies ist nur eine gewählte Darstellung einiger möglicher Linearisierungen und keine unbedingt zu erfüllende Bedingung. Tatsächlich gibt es kein einzelnes Kriterium zur Linearisierung der Kapazitätskurve. Beispielsweise verwenden verschiedene Verfahren der nichtlinearen statischen Analyse unterschiedliche Kriterien. Prinzipiell ist die Annäherung umso genauer, je mehr das lineare Segment dem realen Kurvenverlauf um den Punkt, der die erwartete Antwort darstellt, "dicht folgt".

Als Beispiel zeigt Abbildung 30 einige unterschiedliche Linearisierungen derselben Kapazitätskurve.

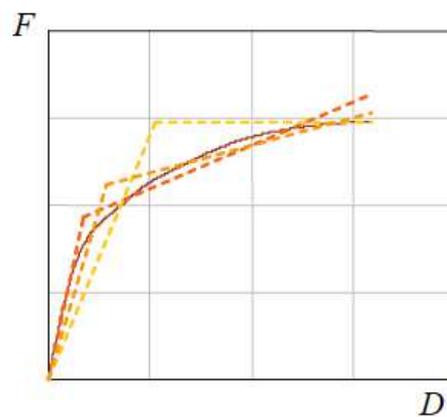


Abb. 30: Verschiedene Linearisierungen der Kapazitätskurve eines realen Systems.

Das Verhalten des Systems lässt sich daher ideal mit einem linear elastischen Ast bis zur Fließgrenze und mit einem kaltverfestigenden nachelastischen Ast schematisieren (**Die**), perfekt (**p**) oder erniedrigend (**d**). Die in Abb. 31 dargestellten Kurven stellen die relativen Kraft-Weg-Beziehungen dar, also die jeweiligen Kapazitätskurven.

Diese Darstellung ermöglicht es, den nominellen globalen Widerstand und die Verschiebung der Struktur zu identifizieren, insbesondere die Streckgrenze  $f_j$ , die effektive elastische Steifigkeit  $k_{und}$  und die postelastische Steifigkeit  $k_p = pke$  (das Härungsverhältnis  $p_{es}$  ist im grausamkeitsfreien, erniedrigenden oder perfekten Fall positiv, negativ oder null).

Wie erwähnt, stehen eine Reihe von Kriterien zur Verfügung, um die Kapazitätskurve zu linearisieren. Bei der Kapazitätsspektrummethode (CSM) ist die bilineare Darstellung relativ zu einem Punkt des angenommenen Funktionierens **PP** des Systems und basiert auf einem Energieäquivalenzkriterium (Prinzip der gleichen Energie): Das erste Segment der Bilinearität ist eine Linie, die durch die verläuft Ursprung mit Steigung definiert durch die Anfangssteifigkeit des Systems und der zweite ist eine durchgehende Linie **PP** und Steigung, so dass die von der Bilinearlinie begrenzte Fläche äquivalent zu der von der Kapazitätskurve begrenzten ist ( $A_1 = A_2$  in Abbildung 32).

Die Kapazitätskurve ist für eine bestimmte Verdrängung bilinear  $d$ , wird vollständig durch drei Parameter definiert:

- die anfängliche elastische Steifigkeit  $k_{und}$  und die proportional zur Tangente am Ursprung der Kapazitätskurve ist;
- die Streckgrenze  $f_i$ ;
- der Härtefaktor  $p$  gleich dem Verhältnis zwischen der postelastischen Steifigkeit und der elastischen; durch folgende Beziehung:

$$f = \begin{cases} - \frac{1}{2}Z & d \leq d_j \\ W = [-\frac{1}{2}Z - Z] & d > d_j \end{cases}$$

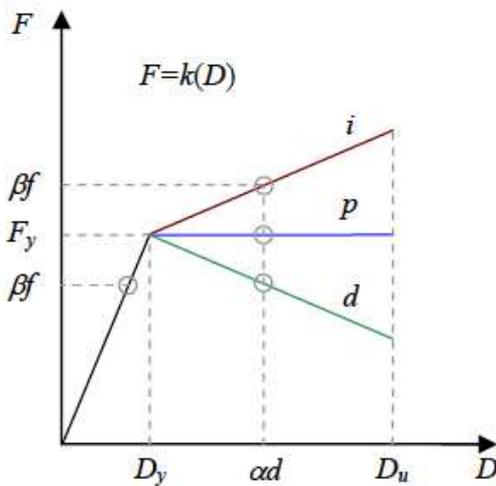


Abb. 31

Verhärtendes (i), degradierendes (d) und perfektes (p) plastisch elastisches Verhalten.

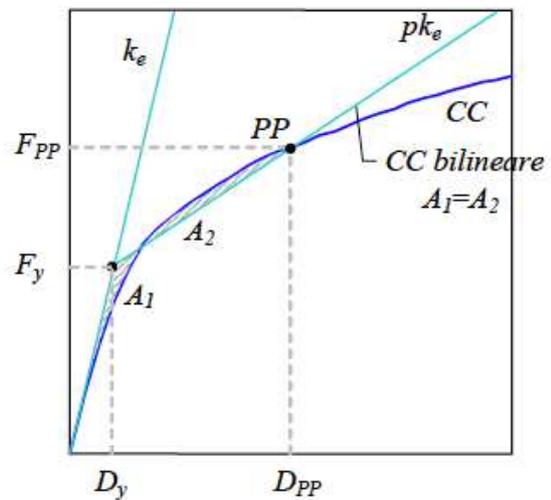


Abb. 32

Bilineare Darstellung der Kapazitätskurve (im CSM verwendet)

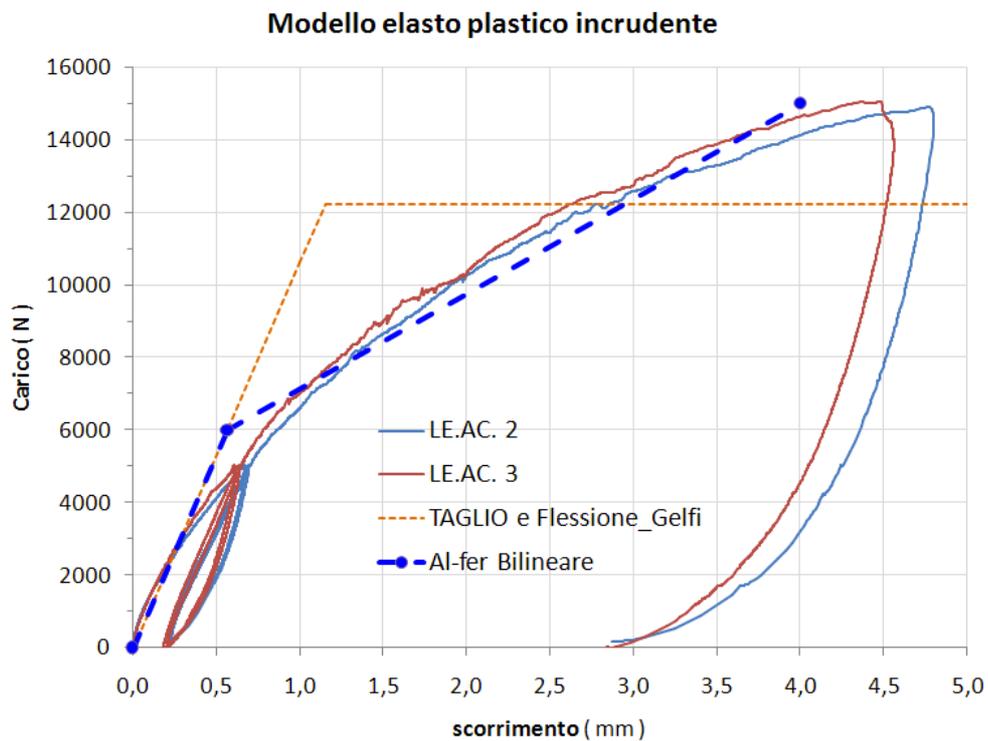
### 3.3.6 Bilineares Al-Fer-Modell

Analog zu dem, was im vorherigen Unterabsatz erläutert wurde, ist es möglich, die Kapazitätskurve des Al-Fer-Trockenverbinders mit einem elastisch-plastischen Aushärtungsverhalten zu linearisieren. Die Anfangssteifigkeit kann durch das Modell von Professor Gelfi für Sprossen mit einem Durchmesser von 16 mm angegeben werden, da sich gezeigt hat, dass dieses Modell die Anfangssteifigkeit des Systems korrekt annähert und eine ideale Länge einer doppelt verkeilten Sprosse liefert. Herkömmlicherweise kann als Wert der Streckgrenze 6000 N angenommen werden und damit der Wert der Verschiebung im elastischen Bereich gleich 0,565 mm. Für den Kunststoffast kann der herkömmliche Wert von 4 mm angenommen werden, was einem Kraftwert von 14900 N entspricht. Abb. 33 zeigt den Vergleich zwischen den Ergebnissen Al-fer,

Die für die bilineare Darstellung verwendeten numerischen Parameter sind:

	Elastischer Ast		Zweig aus Kunststoff	
Steifheit	$k_{UND}$	10611 N/mm	$k_P$	2591 N/mm
Leistung	$f_y$	6000 Nein	$f_{Es war}$	14900 Nein
scrollen	$d_y$	0,565 mm	$d_u$	4 mm

Das eingeführte bilineare Modell ist, obwohl es eine erhebliche Vereinfachung des betreffenden Phänomens darstellt, in der Lage, die Systemkapazität mit ausreichender Genauigkeit aufzunehmen.



*Abb. 33: Bilineare Darstellung der Kapazitätskurve des Al-fer-Steckers.*

### 3.4 Überlegungen

Zunächst wurden einige analytische Modelle untersucht, anhand derer die Komplexität des Phänomens und die Hauptaspekte verstanden wurden. Eine vereinfachte Formulierung wurde dann durch die Verwendung eines grausamkeitsfreien bilinearen Modells vorgeschlagen.

Nun folgen numerische Anwendungen, mit denen es möglich ist, die Widerstandsfähigkeit der Al-Fer-Verbindung weiter zu untersuchen, und wo es möglich ist, Überlegungen zum Spannungsfeld des gesamten analysierten Systems anzustellen. Tatsächlich stellen numerische Simulationen durch die Verwendung der Finite-Elemente-Methode eine grundlegende Hilfe dar, um die komplexen mechanischen Prozesse zu verstehen, die während der Belastungsphase des gemischten Systems aktiviert werden.

## 4 Numerische Modelle

Mit dem Ziel, das mechanische Verhalten des Mischsystems mit Alfer-Trockenverbindern zu vertiefen, wurde mit dem Programm STRAUS7 von G+D Computing eine numerische Finite-Elemente-Analyse durchgeführt, deren Ergebnisse in den folgenden Abschnitten dargestellt werden.

Die erste Anwendung auf Finite Elemente, die wir im Folgenden mit dem Akronym FEM (Finite Element Analysis) bezeichnen, betrifft die Diskretisierung des gesamten Probekörpers, der dem Push-Over-Test unterzogen wird.

### 4.1 Gesamtprobe

Dieses Modell wurde so weit wie möglich unter Berücksichtigung der geometrischen Abmessungen der realen Proben erstellt. Wir beschreiben nun dieses Modell und die dafür angenommenen Hypothesen.

Um diese Analyse durchzuführen, beziehen wir uns auf eine Standardsequenz von Schritten, die üblicherweise bei der Finite-Elemente-Modellierung verwendet werden:

- 1) Definition der Geometrie und Art der Elemente
- 2) Definition der Randbedingungen
- 3) Definition der Lastbedingungen
- 4) Definition von Materialeigenschaften
- 5) Auflösung des Modells
- 6) Nachbearbeitung des Modells zur Visualisierung und Interpretation der Ergebnisse.

#### 4.1.1 Definition der Geometrie und Art der Elemente

Die reale Probe wurde mit den folgenden finiten Elementen diskretisiert:

<i>Echtes Vorsprechen</i>	<i>Art des fertigen Artikels</i>
Holzbalken	<b>Backstein-Hex 8</b>
Beplankte Betonplatte	<b>Backstein-Hex 8</b>
	<small>Fachwerk</small>
Al-fer Trockenstecker	<b>Strahl</b>

Abbildung 34 zeigt eine Reihe von Bildern, die die in den FEM-Analysen verwendete Geometrie intuitiv vermitteln können. Das numerische Modell reproduziert das reale Modell ziemlich originalgetreu, tatsächlich ist zu sehen, dass eine gute Ähnlichkeit zwischen den Abbildungen 34 b) und c) besteht. Durch eine Visualisierung **Drahtmodell** Es ist auch möglich, die Modellierung der acht Verbinder im Inneren des Balkens zu sehen.

Zu den verwendeten Maßeinheiten:

- Länge	mm
- Leistung	Nein
- Masse	T
- Elastik-/Zugmodule	Mpa

Für das Holz und die Platte wurden Hexa 8-Ziegelemente verwendet, und eines wurde ausgewählt **Gittergewebe** mit kubischen Quadern mit einer Seitenlänge von 10 mm. Die Erstellung des Modells erfolgte ausgehend von Elementen **Platte** geeignet extrudiert und gespiegelt, bis ein Viertel des gesamten Modells erhalten wird, dessen Länge nicht zufällig den Positionierungsabstand zwischen den Verbindern darstellt. Durch die Organisation jedes Viertels in 4 Gruppen war es möglich, jeden Verbinder auf der richtigen Ebene einzufügen. Dort **Gittergewebe** von 10 mm für das Holz und die Platte war eine geeignete Wahl, insbesondere im Hinblick auf die Möglichkeit, für den Verbinder die Querschnittsvariation entlang seiner eigenen Achse einzuführen, Abb. 35, durch die Verwendung von 4 **Strahl** anders:

- <b>Strahl1</b>	17 mm Sechskant Lauf mit 14	Teil im Beton eingebettet Teil im
- <b>Strahl2</b>	mm Durchmesser Lauf mit 16	Beton verankert Teil in Kontakt
- <b>Strahl3</b>	mm Durchmesser Lauf mit 13	mit der Schalung Teil im Holz
- <b>Strahl4</b>	mm Durchmesser	eingesetzt

Ein Durchmesser von 13 mm wurde verwendet, um das Vorhandensein des Gewindes zu berücksichtigen, das den Querschnitt von 16 mm auf 12 mm verjüngt.

Schließlich wurde für die Holzbohle ein Fachwerkelement gewählt, das für die Platte und für das Holz verwendet wird, also  $10 \times 10 \text{ mm}^2$ .

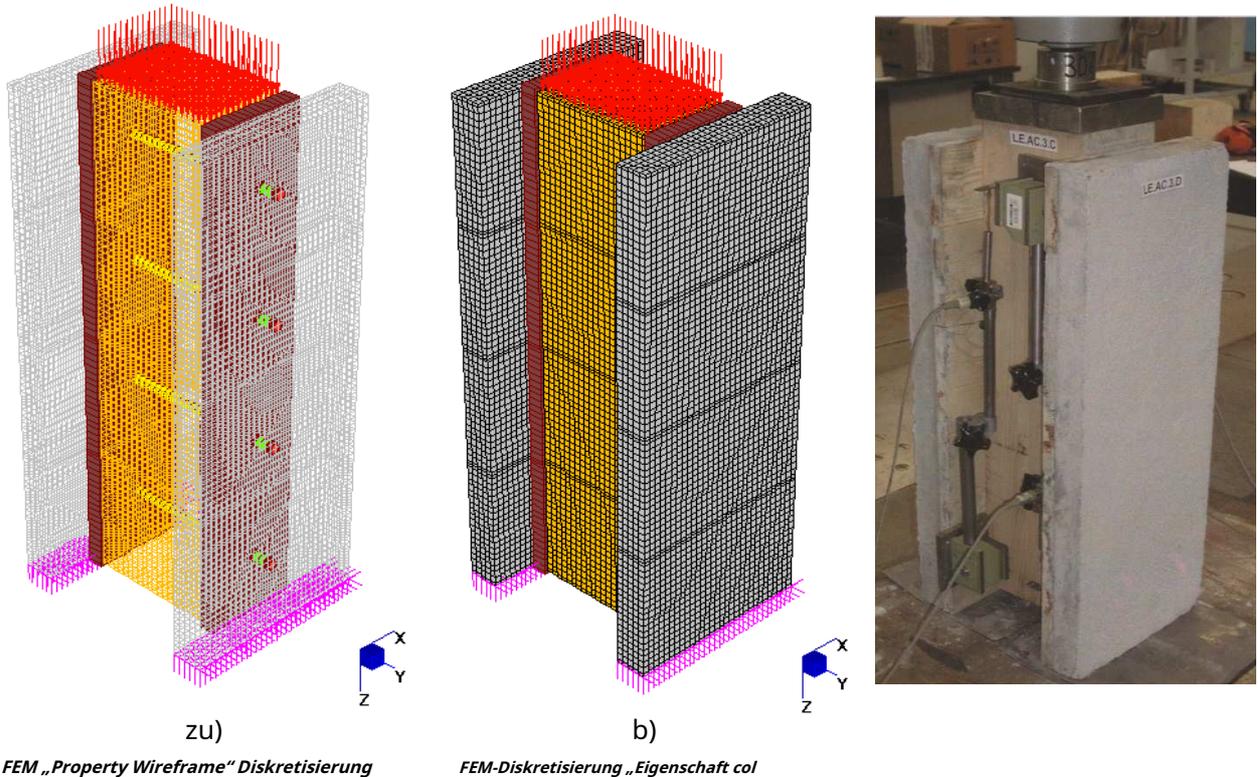


Abb. 34

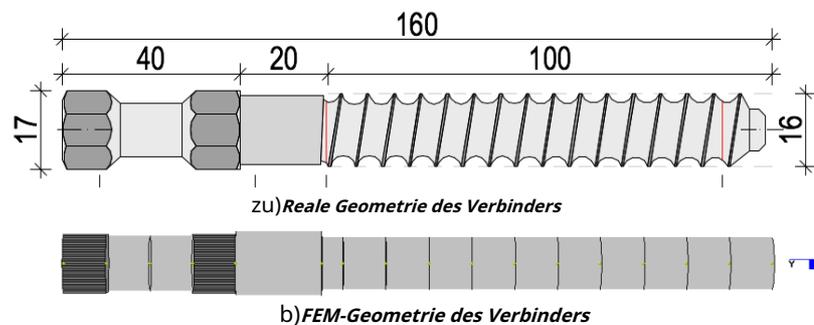


Abb. 35

#### 4.1.2 Definition von Randbedingungen

Nachdem die Geometrie der Struktur erstellt wurde, müssen geeignete Zwangsbedingungen zugewiesen werden, da sich die Struktur ohne diese frei im Raum bewegen kann. Um die notwendigen Randbedingungen bereitzustellen, muss auf die zu simulierende physikalische Situation geachtet werden. Jeder Knoten hat sechs Freiheitsgrade (dof, Degrees of Freedom) und damit sechs Bewegungsmöglichkeiten: drei Translationen nach X, Y, Z und drei Rotationen um die gleichen Achsen.

Wie in Abb. 34 a) und b) wurde die reale vertikale Achse mit der Z-Achse zur Deckung gebracht. Die einzigen Zwangsbedingungen wurden zugewiesen, die die drei Verschiebungskomponenten der Knoten verhindern, die zur Unterseite der Betonplatten gehören, Abb. 34 a) und B). Physikalisch kann nur die untere Bank, auf der die Probe ruht, die Bewegung entlang Z verhindern, aber es ist notwendig, die anderen beiden Translationen zu verhindern, um starre Bewegungen der FEM-Probe zu vermeiden.

Der Holzbalken kann sich somit vertikal bewegen, während er über die Verbinder und die Beplankung mit den Platten verbunden ist. Es ist zu beachten, dass die Beplankung als ein Element eingefügt wurde, das in der Lage ist, die seitlichen Kontraktionen des Holzbalkens aufzunehmen, jedoch in Scherung, da es ein **Fachwerk** bietet keine Behinderung beim Scrollen.

Abbildung 36 zeigt das FEM-Modell, in dem ein Querschnitt erstellt wurde, um einige Details der Modellierung besser zu verstehen.

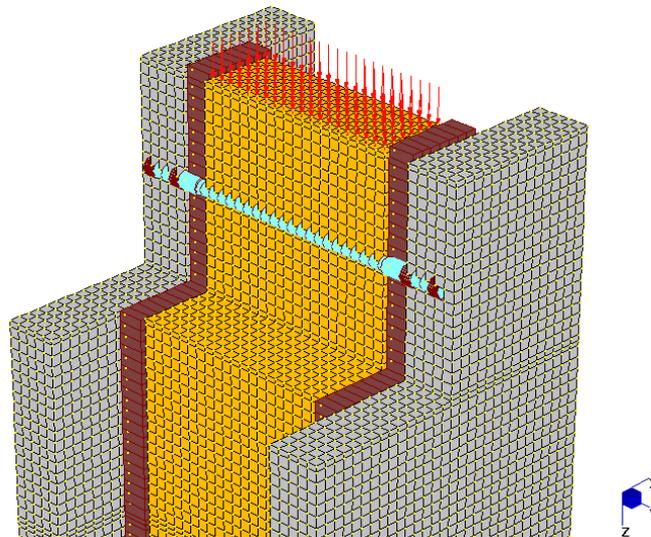


Abb. 36: Querschnitt des FEM-Modells.

#### 4.1.3 Definition der Lastbedingungen

Der Wagenheber bringt die Last tatsächlich über eine dicke Stahlplatte auf den Holzbalken auf, Abb. 34 c). Es ist daher in guter Näherung möglich, die äußere Kraft auf das Modell aufzubringen *FEM* mit dem Werkzeug *Stellen Sie sich dem Druck(global)*, Feige. 37, zu den Elementen *Ziegel* des Holzbalkens.

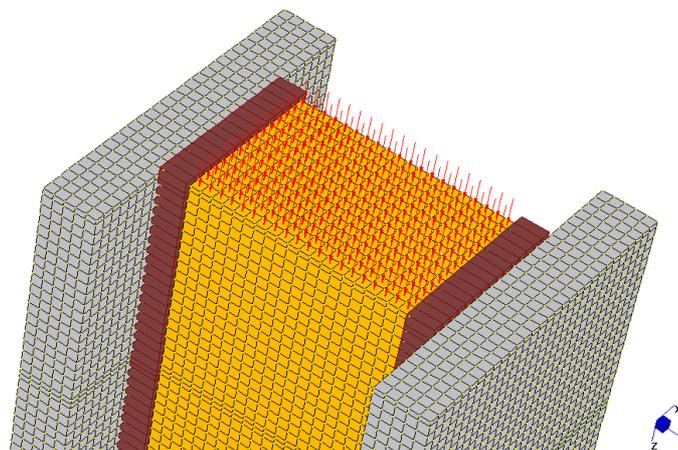


Abb. 37 Lastaufbringung über das Attribut *Face pressure (Global)*.

Wie für Kapitel 3 wurde angenommen, dass die Simulation signifikant sein kann in Bezug auf die durchschnittlichen Ergebnisse der Probekörper LE.AC 2 und 3. Von diesen kann der erste Lastzyklus berücksichtigt werden, indem einige Werte geeignet gewählt werden die Kraft beeindruckte das gesamte Vorsprechen.

Die Kraft wurde zugeordnet, indem der transformierte Belastungswert in Newton durch die Fläche des Holzbalkens, mittels 13 dividiert wurde *Ladehüllen*, in Übereinstimmung mit den verfügbaren Daten aus den Tests, siehe Tabelle 8 für die numerischen Werte. Abbildung 38 zeigt die aus der Diskretisierung der experimentellen Werte erhaltene Kurve.

Abschließend sei angemerkt, dass wichtige Punkte in der Nähe des Ursprungs betrachtet wurden, um die Anfangssteifigkeit des Systems genau zu untersuchen.

Wie wir sehen werden, werden in der Nachbearbeitungsphase die verschiedenen Lastbedingungen mit den experimentellen Daten verglichen.

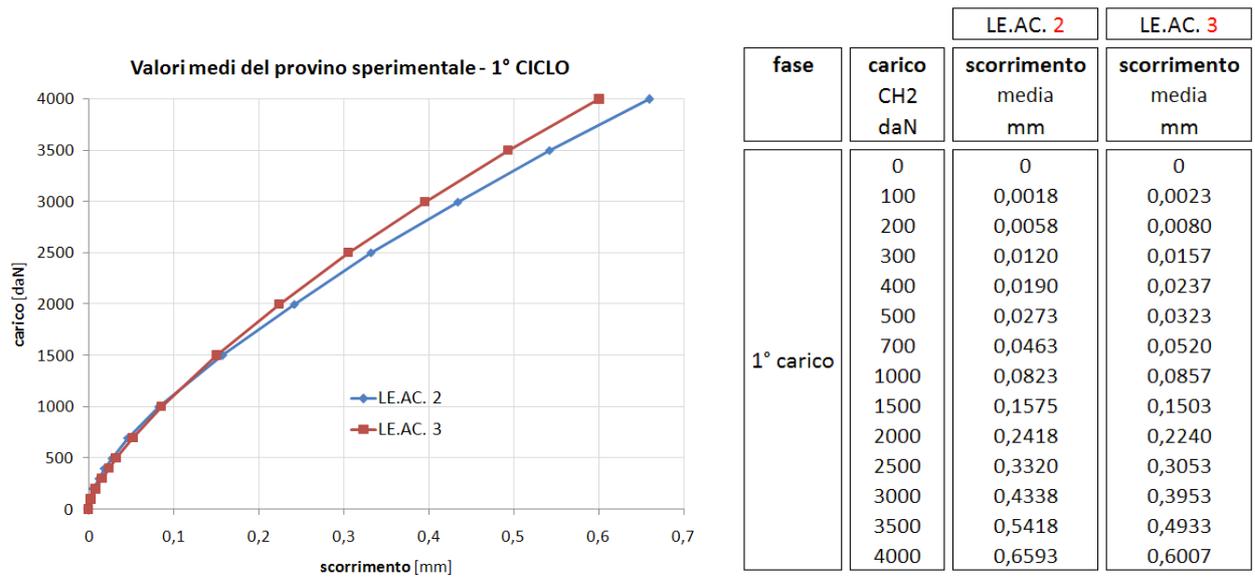


Abb. 38

Für den FEM-Vergleich berücksichtigte Last-Verschiebungs-Kurve.

Tabelle 8

Experimentelle Werte von Last und Verschiebung

Jede Lastkombination wurde mit dem Wert der Summe der Lasten in Z-Richtung benannt, d. h. gleich der auf den Versuchskörper aufgebrachten Kraft, wodurch die folgende Entsprechung erhalten wurde:

	primär Ladehüllen	global Gesichtsdruck [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

Tabelle 9:

Lastkombinationen und entsprechende Drücke, die in der FEM-Analyse auf den Balken aufgebracht werden.

#### 4.1.4 Definition von Materialeigenschaften

Für die Definition der Eigenschaften der verschiedenen finiten Elemente wurden die Werte der Tabelle 10 angenommen:

ELEMENT :	Holzbalken	Betonplatte	Al-Fer-Anschluss	An Bord gegangen
Kerl =	<b>Ziegel (Hexa8)</b>	<b>Ziegel (Hexa8)</b>	<b>Strahlscherbereich</b>	<b>Traversen</b>
Material =	<b>Isotrop</b>	<b>isotrop</b>	Stahl	Holz
UND[MPa] =	8000	27460	200000	7000
v =	0,3	0,25	0,25	-
Dichte[T/mm <sup>3</sup> ] =	5,50x10 <sup>-10</sup>	2,50x10 <sup>-9</sup>	7,85 x 10 <sup>-9</sup>	5,50x10 <sup>-10</sup>

Tabelle 10: Materialeigenschaften für die FEM-Analyse.

Die Gründe, die zur Wahl dieser Werte geführt haben, wurden bereits ausführlich in den vorangegangenen Kapiteln diskutiert, auf die für weitere Informationen verwiesen wird.

#### 4.1.5 Modellauflösung

Ein auf diese Weise erstelltes dreidimensionales Modell bietet sich für eine rein lineare statische Analyse an, da die hohe Anzahl an Freiheitsgraden des Systems die Auswahl stark einschränkt. In der Tat das System **FEM** besteht aus 55655 **Knoten**, 2558 **Balken** und 46400 **Ziegel und** dauert etwa 10 Minuten zu beheben.

Eine lineare statische Analyse wurde gestartet, in der der Solver aufgefordert wurde, Folgendes zu berechnen:

- Knotenreaktionen;
- Strahlkraft/-spannung;
- Balkendehnung/-krümmung;
- Ziegelstress;
- Ziegelstämmen;

Diese Größen wurden für jede der 13 Lastkombinationen berechnet.

#### 4.1.6 Nachbearbeitung des Modells

Als Nachbearbeitung wird die Phase der Auswertung und Interpretation der Ergebnisse einer Finite-Elemente-Analyse bezeichnet. In Straus7 ermöglicht Ihnen der Postprozessor, die Ergebnisse auf verschiedene Weise anzuzeigen, durch farbige "Konturen", die mit Farbkarten interessierende Größen (wie Spannungen, Dehnungen, Verschiebungen usw.) darstellen, durch Diagramme, Animationen, deformierte Konfigurationen, Datenlisten usw.

Es empfiehlt sich, die Protokolldatei zu überprüfen, die die Liste aller vom Solver während des Lösungsverfahrens generierten Meldungen enthält. Zunächst wurde sichergestellt, dass die gewünschten Lasten auf die Struktur selbst aufgebracht wurden. Dann haben Sie nach Nachrichten oder Fehlern gesucht, aber die Suche ist fehlgeschlagen.

Es ist wichtig, die verformte Konfiguration der Struktur bewerten zu können, um sicherzustellen, dass sie das erwartete Verhalten in Bezug auf die aufgebrachten Kräfte und Einschränkungen aufweist. Mit der Funktion „Displacement Scale“ kann diese Verformung untersucht werden, Abbildung 39 zeigt den Trend der Verformung.

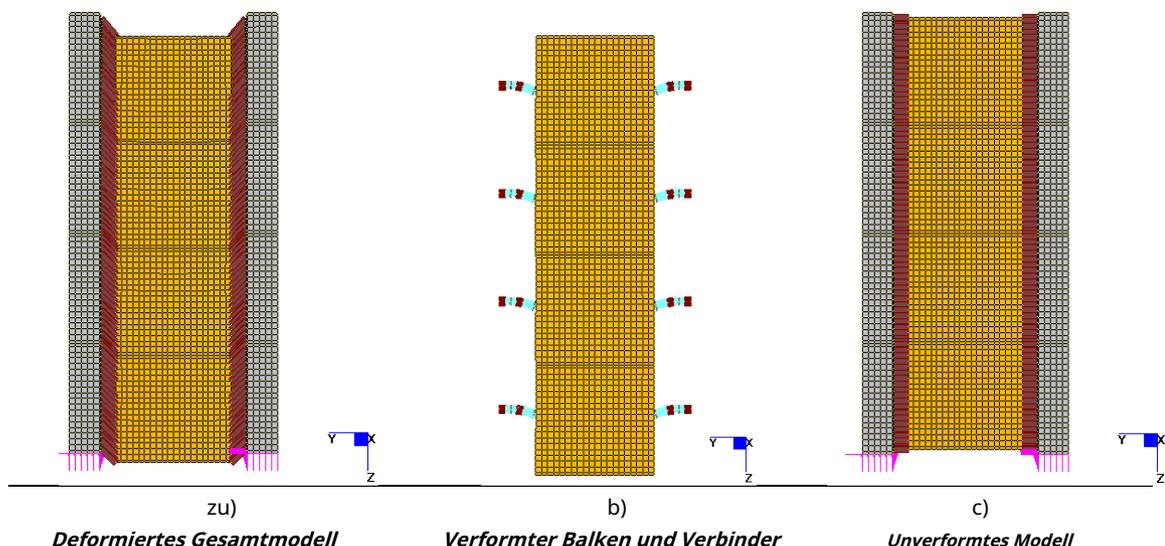


Abb. 39

Aus Bild 39 a) ist ersichtlich, wie der gesamte Probekörper nach der Druckbeaufschlagung am Kopf des Holzbalkens eine erwartete Verformung bzw. ein Gleiten des gesamten Balkens in positiver Z-Richtung erfährt. Abbildung 39 b) zeigt stattdessen, wie die Kraftübertragung vom Träger auf die Platten durch das Gleiten des Verbinders übergeht, der zum einzigen Element wird, das der Scherwirkung Widerstand leisten kann. Abbildung 39 c) zeigt zum Vergleich den Fall des unbelasteten Probekörpers, Holzbalken und Platten sind ausgerichtet.

Wir verweilen für eine letzte Überlegung bei diesem Aspekt von grundlegender Bedeutung. Auf Bild 40 a) ist die Verformung des FEM-Modells eines Verbinders dargestellt, und zum Vergleich in Abbildung 40 b) die experimentell ermittelte Verformung. Eine gute Übereinstimmung wird trotz der Tatsache festgestellt, dass die tatsächliche Verformung am Ende des Push-Over-Tests einen Verbinder darstellt und daher eine Plastifizierung der Materialien logisch zu erwarten ist. Schließlich zeigt Abbildung 40 c) das Bild aus CNR-DT 206/2007 für die Verbindung, die mit Stiften mit zylindrischem Schaft mit konstantem Querschnitt hergestellt wurde.

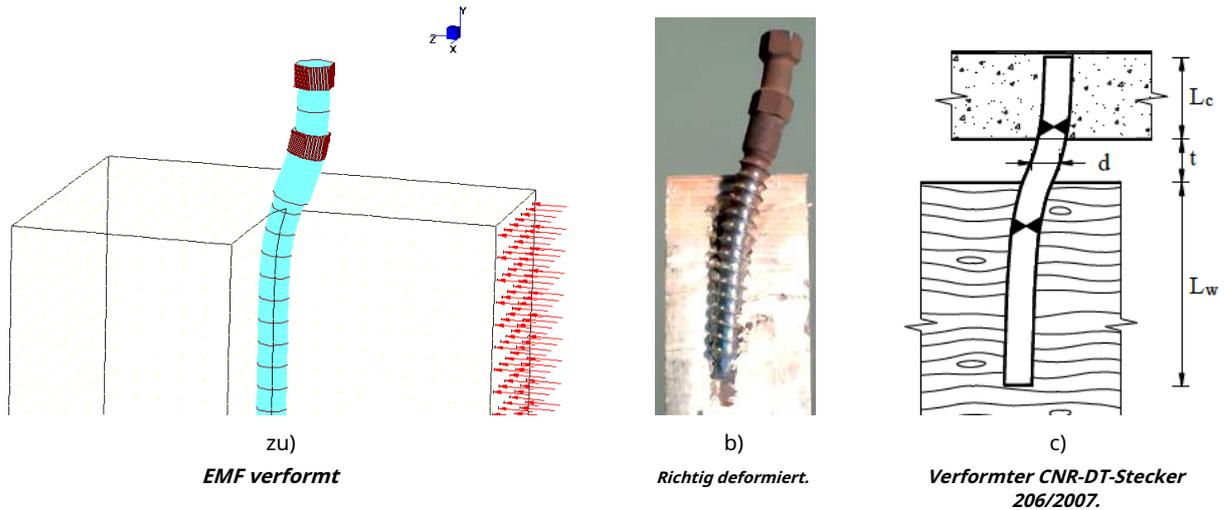


Abb. 40: Verschiedene deformiert

Aus den obigen Bildern geht hervor, dass in diesem ersten Modell, das wir mit FEM angeben werden 1,00, ist die freie Bieglänge des Verbinders kleiner als diejenige, die erzeugt wird, wenn die Probe einem experimentellen Test unterzogen wird. Tatsächlich ist bei diesem Modell der Verbinder mit der Außenseite des Holzbalkens und der Leibung der Betonplatte verbunden. In dieser Situation hat der Verbinder eine freie Bieglänge, die der Diele entspricht (25 mm). Daher wird eine höhere Steifigkeit als die während der Tests gezeigte erwartet.

Die FEM-Prognosen dieses ersten Modells werden unten zusammen mit den in den vorherigen Absätzen eingeführten Durchschnittswerten zum Vergleich angegeben.

### REISEN

Mit der Logik, einen optimalen Vergleich mit den experimentellen Daten durchzuführen, ist es notwendig, zu wählen, welche Verschiebung die signifikanteste ist. Die Antwort ergibt sich aus Abbildung 41, die die Verschiebung der Ziegelemente bei einem Belastungswert von 100 daN auf die gesamte Probe zeigt.

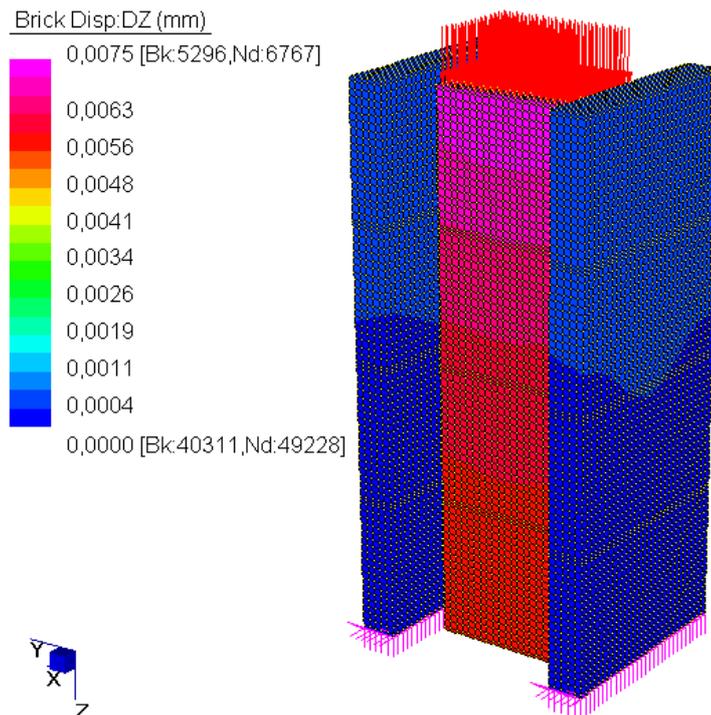


Abb. 41: Bewegungsbereich der Ziegelemente bei einer Belastung von 100 daN

Bei weiterer Vergrößerung des vorherigen Bildes, Abbildung 42, ist zu sehen, dass die Verschiebung der Elemente **Ziegeles** ist maximal in der Nähe der ersten beiden Anschlüsse. Auf dieser Ideallinie, gebildet durch die Längsachse der Stecker, wurde der Wandler montiert. Es erscheint daher legitim, die maximale Auslenkung des Balkens mit den Durchschnittswerten der LE.AC 2 und 3 Exemplare zu vergleichen.

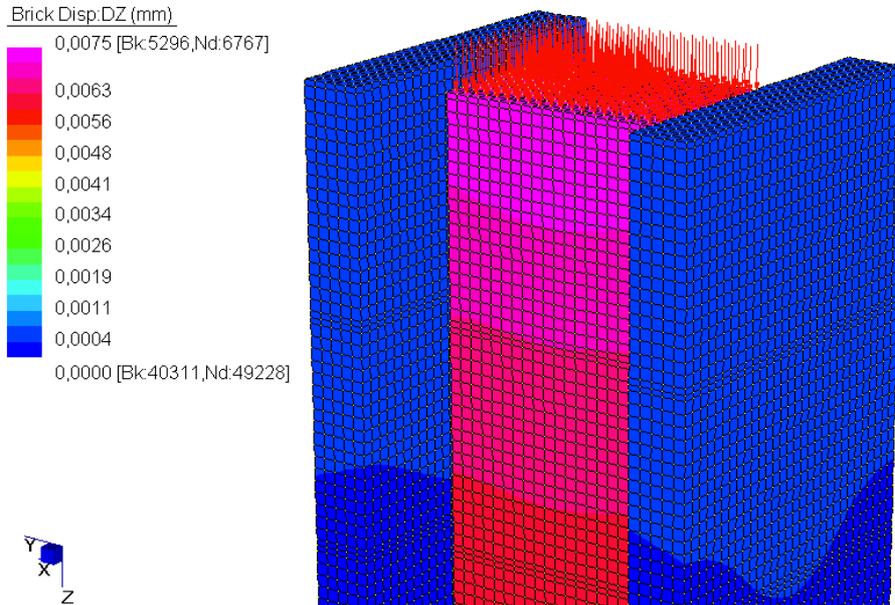
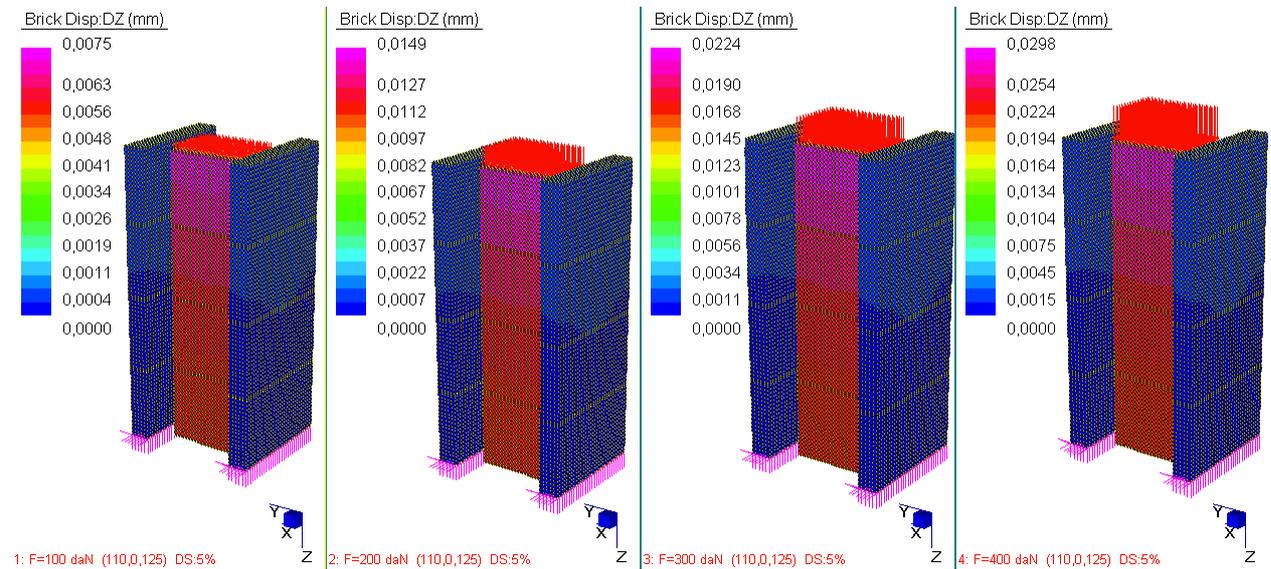


Abb. 42: Vergrößerung eines Teils des FEM-Modells 1.00

Nach diesen einleitenden Überlegungen werden im Folgenden die Ergebnisse der FEM-Analyse bezogen auf das Verschiebungsfeld DZ für jede Lastkombination berichtet.



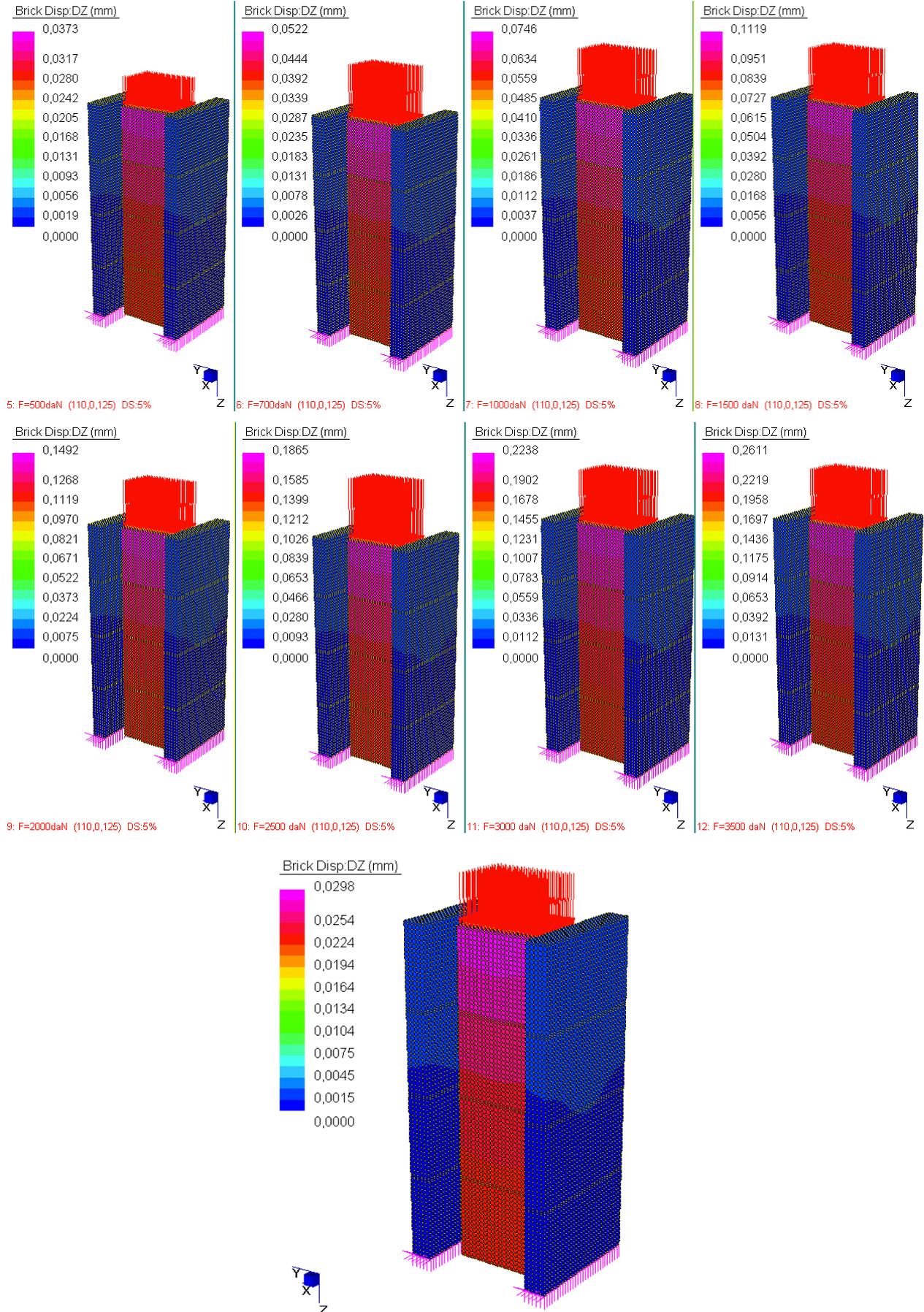


Abb. 43: DZ-Versatz für Kombination 13: F=4000 daN, Modell FEM 1,00

Um zusammenzufassen und einige nützliche Überlegungen anzustellen, werden die numerischen Werte in Tab. 10 und die jeweiligen Trends im Gleitkraftdiagramm in Abbildung 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: Zahlenwerte DZ Verschiebungskraft

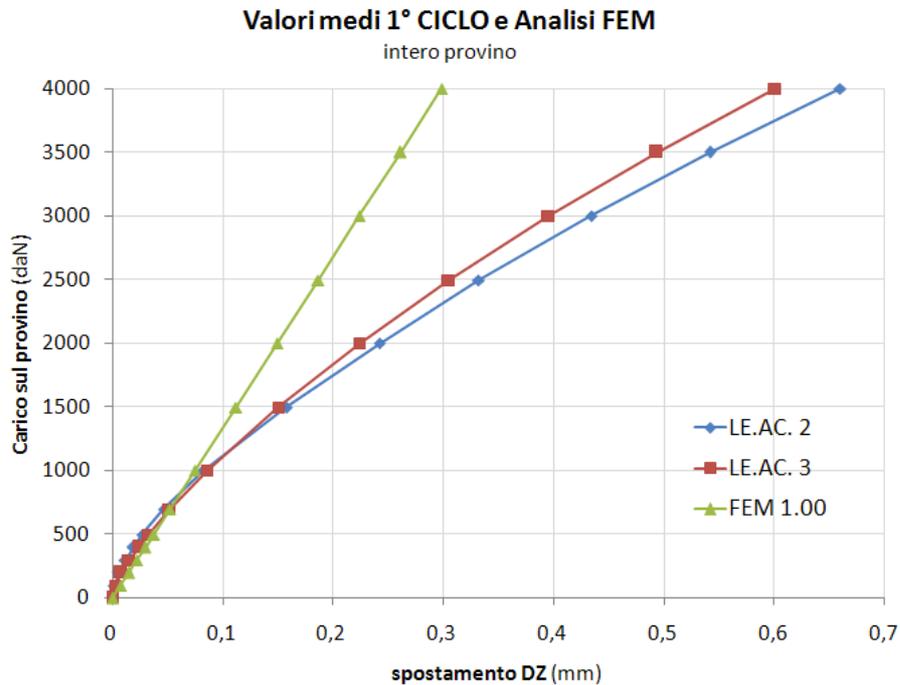
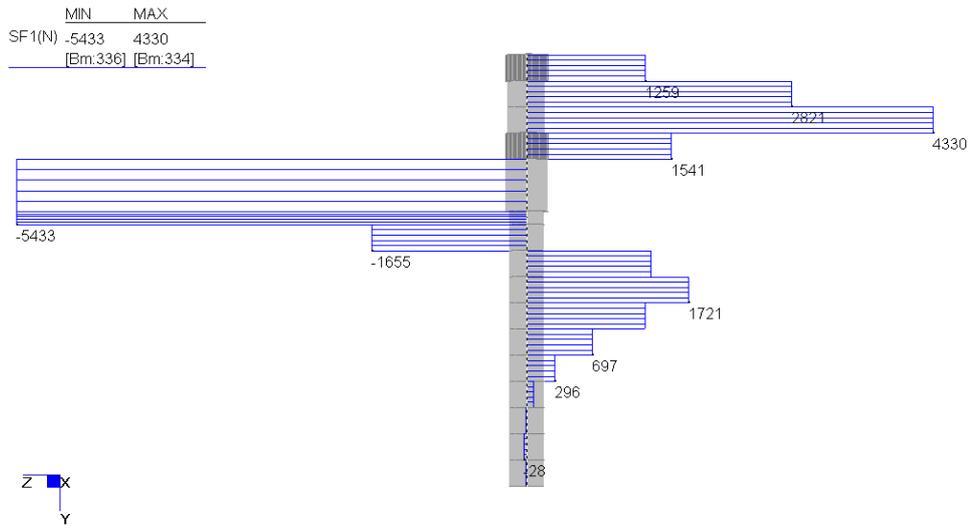


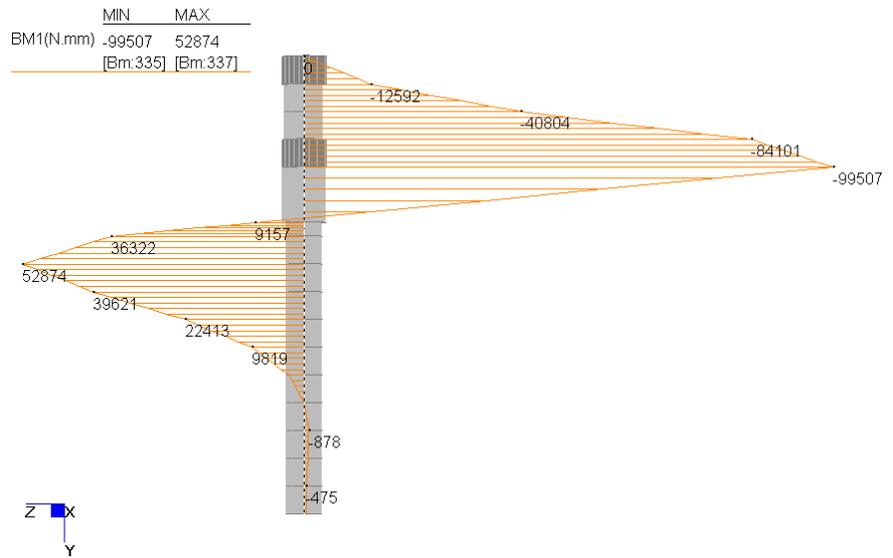
Abb. 44: Vergleich experimenteller Analysen und FEM 1.00-Modell

Mit diesem Modell, immer mit Bezug auf die Last-Verschiebungs-Kurve, ist es möglich, die in den vorangegangenen Kapiteln gemachten Angaben bezüglich der von jedem Verbinder aufgenommenen Scherkraft sowie des von letzteren erlittenen Gleitens zu untersuchen und zu bestätigen.

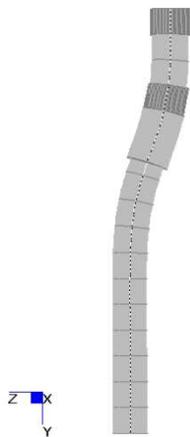
Nehmen wir als Beispiel die Lastkombination 13, die einer auf den Holzbalken aufgeprägten Last von 4000 daN entspricht. Durch graphische Darstellung des Verlaufs der Scherung, Abbildung 45 a), und des Moments in Abbildung 45 b), ist es möglich, die von Gelfi vorgeschlagene Formulierung zu finden, Abbildung 45 d).



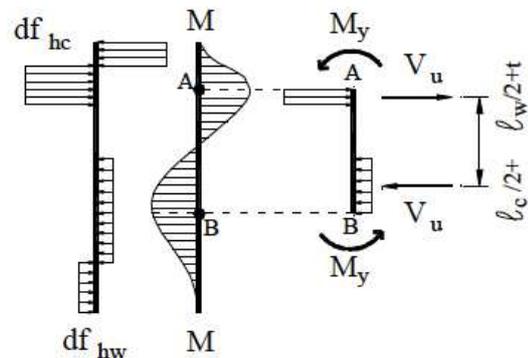
a) Schubverlauf am Verbinder, Modell FEM 1.00



b) Momentanverlauf am Verbinder, Modell FEM 1.00



c) verformter Stecker



d) Das Modell der Widerstandsfähigkeit von Professor Gelfi

Abb. 45

Tabelle 11.1 zeigt die Zahlenwerte und Abbildung 46 zeigt den qualitativen Trend der letzteren.

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

Tabelle 11.1: Vergleich zwischen experimentellen und numerischen Daten an einem einzelnen Steckverbinder

Valori medi 1° CICLO e Analisi FEM  
singolo connettore

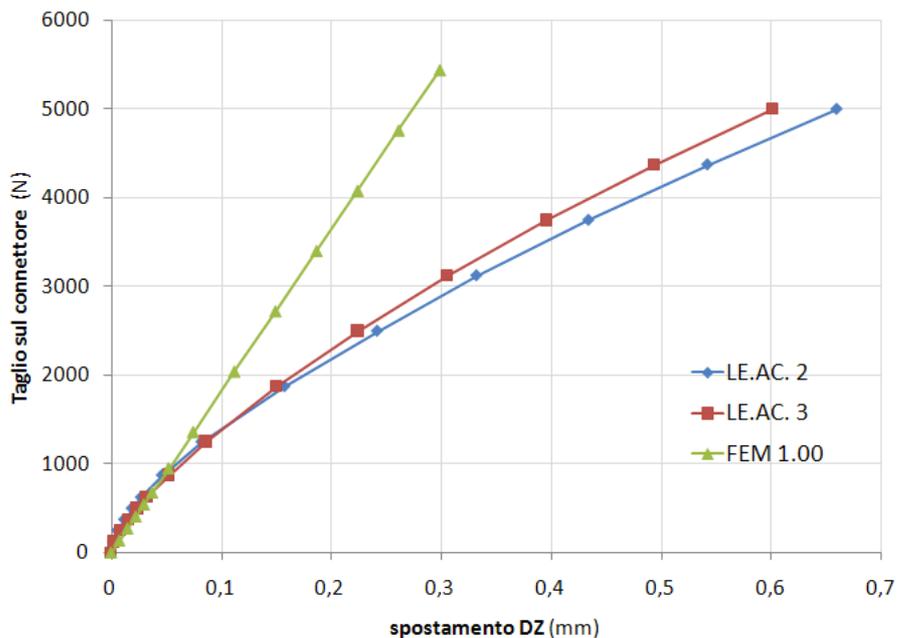
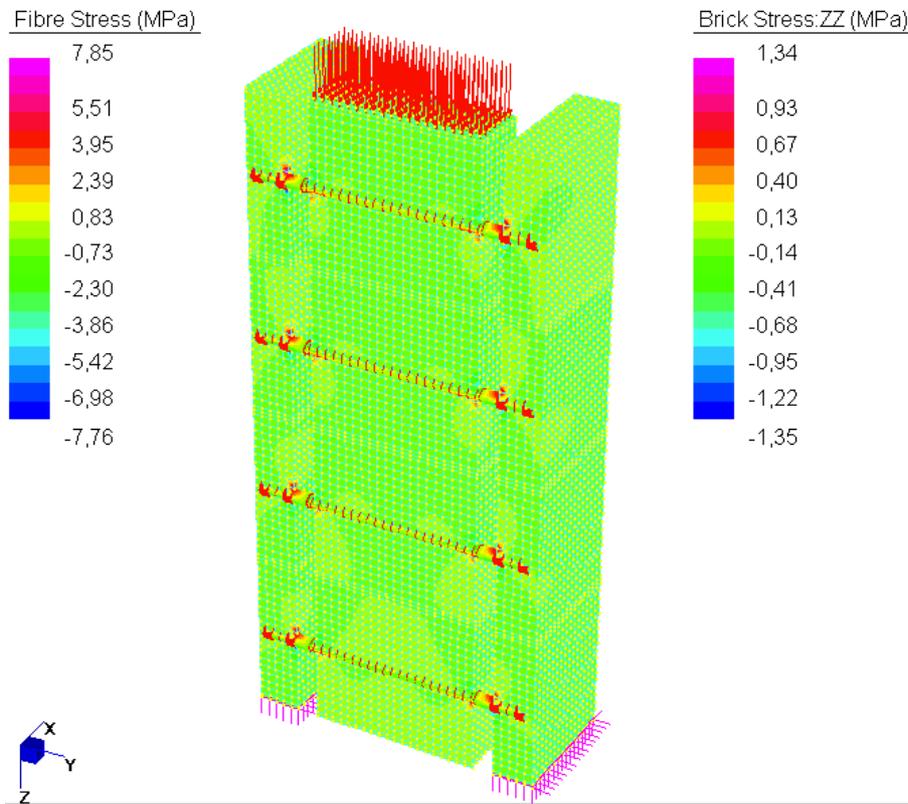


Abb. 46: Last-Weg-Kurve für den Einzelverbinder

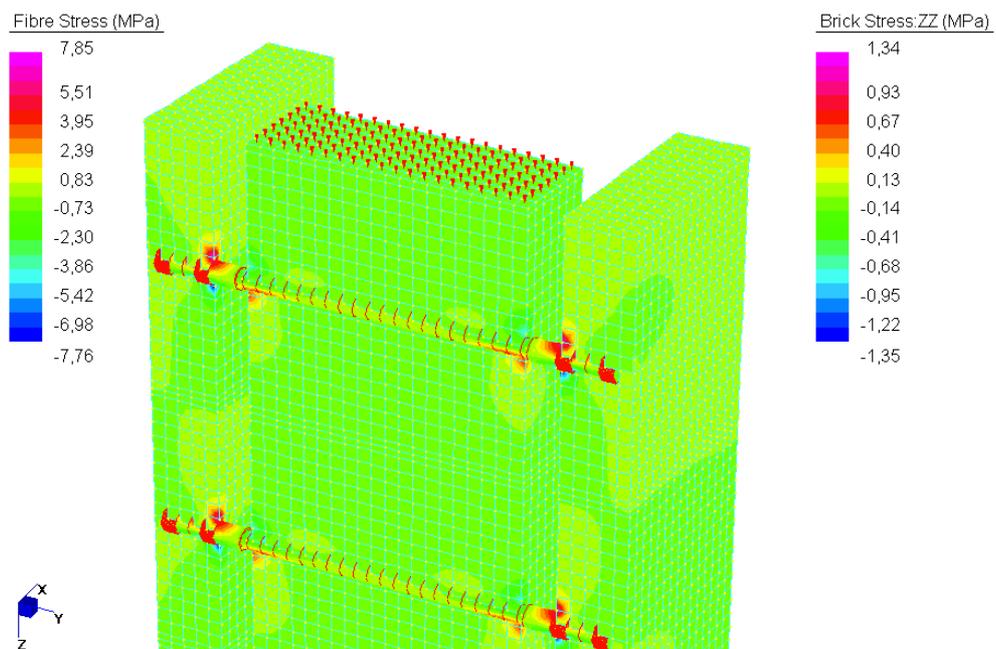
Wie bereits erwartet, ist die Steifheit dieses ersten Modells viel höher als die in den experimentellen Tests gezeigte, tatsächlich haben wir es mit einer Steifheit zu tun *FEM* Anfangswert von 18200 N gegenüber den in Kapitel 3 geschätzten 10600 N. Diese Tatsache ist wiederum der kleinen freien Biegelänge zuzuschreiben, die in diesem Modell angenommen wird. Es ist daher sinnvoll, einige Knoten zwischen den Holzbalkenverbindern und den Betonplattenverbindern zu lösen, um die freie Biegungsspanne aufgrund einer wahrscheinlichen Plastifizierung aufgrund der mit dem Verbinder in Kontakt stehenden Materialien zu erhöhen. Darauf wird im Folgenden eingegangen, unmittelbar nachdem das Spannungsfeld in Festkörpern untersucht wurde.

SPANNUNGEN

Das FEM-Modell ermöglicht die Untersuchung der Spannungen, die in den verschiedenen Materialien für jeden implementierten Belastungszustand erzeugt werden. Als Beispiel zeigt Abbildung 47 den Belastungszustand von 100 daN.



**a) ZZ und Gesamtfaserspannungen für Lastkombination 1**



**b) Vergrößerung. ZZ-Spannungen und Gesamtfasern für Lastkombination 1**

Abb.47

Tabelle 11.2 zeigt stattdessen die Zahlenwerte der maximalen Spannungen in den Materialien. Zu beachten ist, dass die Maximalwerte an der Schnittstelle zwischen Betonplatte und Beplankung bzw. zwischen letzterer und Holzbalken unter Bildung von Kunststoffscharnieren erfasst werden.

Ladehüllen	STRAHL		EINLEGESOHLE		VERBINDER	
	Ziegelbetonung ZZ		Ziegelbetonung ZZ		Gesamtfasern	
	Trak.	Komp.	Trak.	Komp.	Trak.	Komp.
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	- 23.28 Uhr
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	- 13.55 Uhr	+ 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

Tabelle 11.2: Spannungen in den verschiedenen Materialien des FEM 1.00-Modells

Überlegungen:

- 1) Bei Belastungswerten kleiner 2500 daN am gesamten Probekörper, was einer Scherung von 3396 N an jedem Verbinder entspricht, sind die Materialien noch nicht plastifiziert, wenn wir etwa 20 MPa als Grenzwert für die Holzurückführung betrachten ;
- 2) Dieses Modell liefert, wie aus den Zahlenwerten ersichtlich, positive und negative Spannungen für das Holz und für den Beton. Dieser Aspekt liegt in der Natur des Modells selbst, stellt aber eine sehr restriktive Grenze für die Verwendung von Daten dar, da der Konnektor einige Knoten mit den festen Elementen teilt und in diesen unplausible Traktionen erzeugt;
- 3) Angesichts dieses Mangels ist ersichtlich, dass der Beton für jeden Belastungszustand innerhalb des angenommenen Überlaufwerts bleibt und etwa 120 MPa beträgt;
- 4) Das Merkmal des Verbinders ist eine hohe Streckgrenze, die etwa 850 MPa entspricht, ein Wert, der im ersten Belastungszyklus nie erreicht wird.

#### 4.1.7 Freie Knicklänge

Aus der vorherigen Studie wurde ersichtlich, dass die numerische Steifigkeit der Verbindung aufgrund der Plastifizierung der Materialien, die diese Modellierung nicht erfassen kann, überschätzt wird. In realen Experimenten rund um den Verbinder und an der Schnittstelle zwischen Holz und Beton entstehen Spannungsspitzen und damit die Materialrückgabe. Sobald der Lagerwert erreicht ist, kann das Material keinen Widerstand mehr leisten und der Verbinder erfährt bei konstanten Werten der aufgebracht Kraft einen Gleitanstieg.

Das FEM-Modell muss daher modifiziert werden, um diesen Aspekt besser zu erfassen. Eine vorgeschlagene Technik besteht darin, die freie Biegespannweite des Bolzens zu vergrößern, indem einige Knoten so gelöst werden, dass sie weniger steif werden, und so den Effekt des Fehlens von komprimierendem Reaktionsmaterial zu simulieren. Zu diesem Zweck wurden zwei weitere Modelle untersucht, die mit dem ersten identisch sind, wobei die freien Durchbiegungslängen des Bolzens wie folgt modifiziert wurden:

VORLAGE	Freie Knicklänge [ mm ]
<b>FEM1.00</b>	25
<b>FEM1.01</b>	45
<b>FEM1.02</b>	55

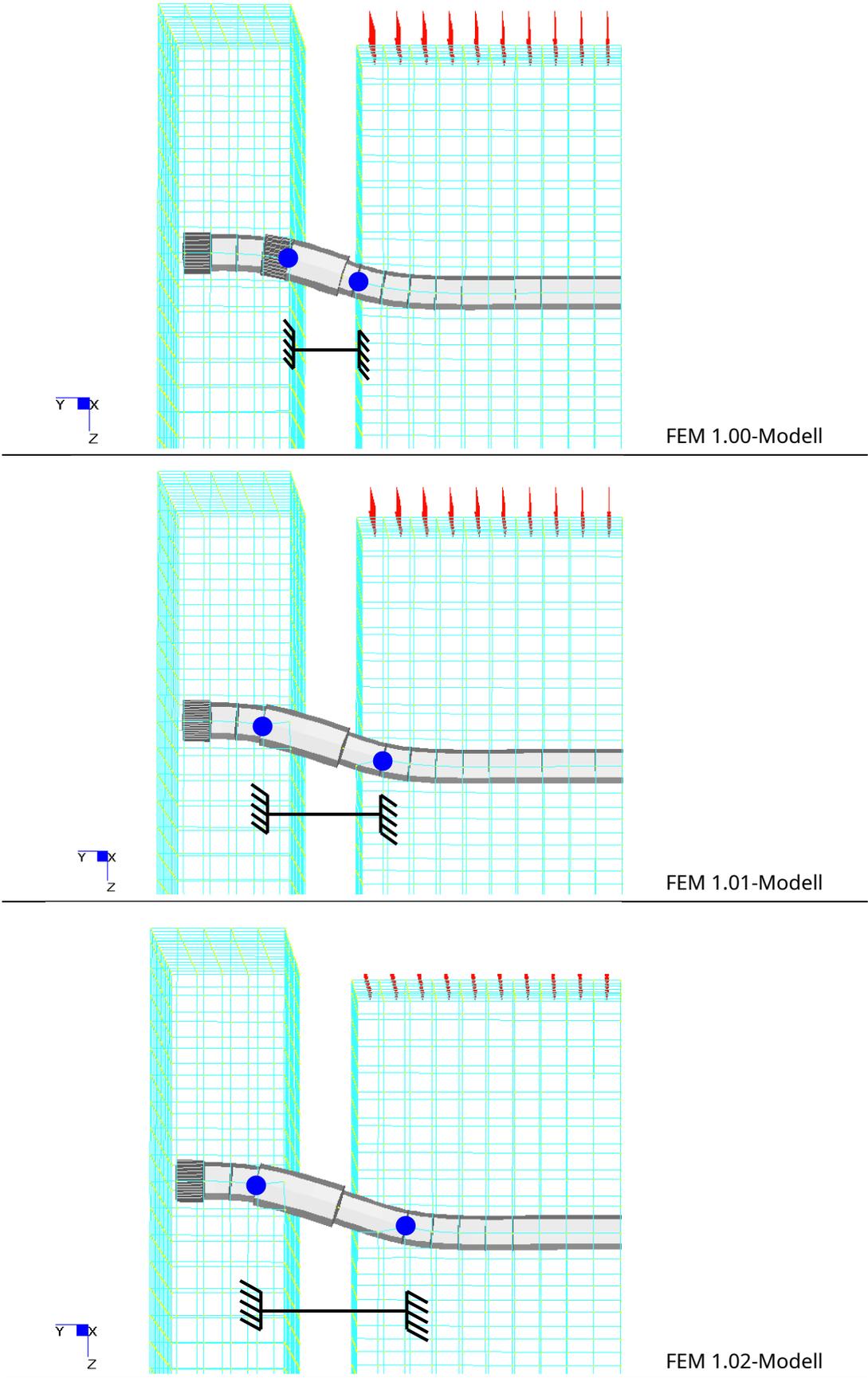


Abb. 48: Freie Knicklänge für jedes FEM-Modell

Die aus der Analyse erhaltenen Zahlenwerte sind unten dargestellt, Tab. 12, während in Abbildung 49 der qualitative Trend der Kurven jedes Modells im Vergleich zu den experimentellen Daten dargestellt ist.

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	55 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	
3° carico	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	
	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		

Tabelle 12: Vergleich von Zahlenwerten

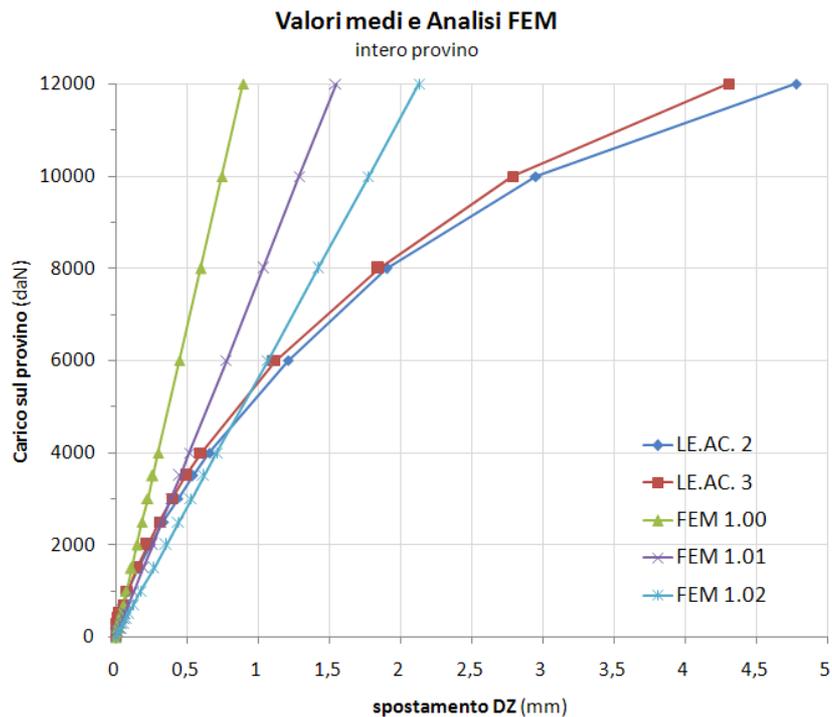


Abb. 49: Vergleich zwischen den Steifigkeiten der FEM-Analyse und den experimentellen Daten für die gesamte Probe

Bei niedrigen Lastwerten, die auf das Modell angewendet werden, ist es logisch zu erwarten, dass die Materialien die Linearitätseigenschaften beibehalten, und es ist daher plausibel, dass der Verbinder gleiten kann, als wäre er zwischen der Extradados des Balkens und der Intrados von doppelt eingekeilt die Platte. Dieses Verhalten ist in Abb. 48, Modell *FEM1.00*, bei dem der Verbinder die beiden Knoten (in blau) der Ziegelelemente von Träger und Platte im Abstand von 25 mm teilt.

Anhand von Tabelle 12 und Abbildung 49 stellen wir fest, wie die Steifigkeit des Modells ist *FEM1.00*, stellt eine gute Annäherung an die Versuchskurven bis zu Belastungswerten am gesamten Prüfling von 1000 daN dar, was einer Steifigkeit des Einzelverbinders von 16756 N/mm entspricht.

Bei Belastungswerten über 1000 daN wird das Modell FEM 1.00 unzureichend. Man kann dann daran denken, sich auf das Modell zu beziehen *FEM1.01*, in dem der Effekt der Plastifizierung dargestellt wird, indem die freie Länge des Verbinders um 10 mm auf insgesamt 45 mm erhöht wurde, Abbildung 48. Die FEM-Kurve dieses zweiten Modells liegt nahe an den experimentellen Daten für gleiche Belastungswerte bis 2500 daN, wobei sich der numerische und der experimentelle Schlupf um 3% unterscheiden (Tabelle 12 blaue Kästchen) und die numerische Steifigkeit gleich 9684 N/mm ist. Aufgrund der Wirkung der Plastifizierungen wurde eine Steifigkeitsabnahme von 42 % festgestellt.

Wie mehrmals wiederholt, hat Beton eine etwa 6-mal höhere Schlagfestigkeit als Holz. Vor diesem Hintergrund sieht das Modell FEM 1.02 eine Erhöhung der freien Biegelänge des Verbinders um 10 mm allein im Holzbalken auf insgesamt 55 mm vor. Vergleichbare Werte erhält man für Belastungen von ca. 6000 daN, was einem Steifigkeitswert jeder Sprosse von 7049 N/mm entspricht. Die Abnahme der Steifigkeit liegt in der Größenordnung von 58 %.

#### 4.1.8 Schlussfolgerungen

In diesem Abschnitt wurde eine numerische Analyse beschrieben, die es uns ermöglicht hat, die lokalen Phänomene besser zu verstehen, die beim Kontakt zwischen Materialien mit unterschiedlichen Steifigkeiten auftreten. Tatsächlich werden die Materialien rund um den Verbinder aufgrund zunehmender Belastungen gequetscht, wodurch ihre Fähigkeit, Widerstand zu leisten, verringert wird.

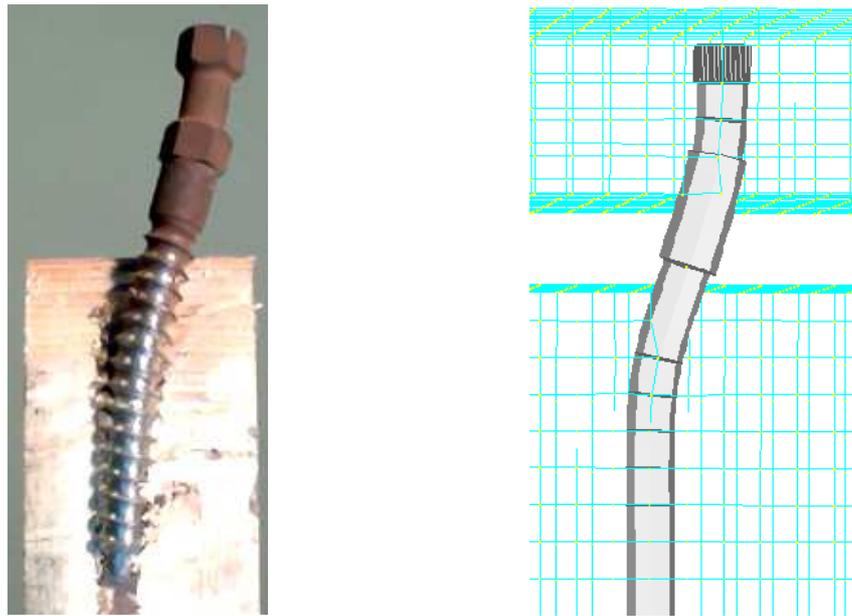
Die örtliche Plastifizierung der Platte und des Holzes kann berücksichtigt werden, indem Materialfreiheit beim Erreichen des Rückgabewertes und betriebsmäßig im Feld angenommen wird *FEM* lösen einiger Knoten des Steckers. Daher wurden numerische Modelle mit unterschiedlichen Auslenkungslängen des Verbinders untersucht. Daraus ließ sich also nachvollziehen, inwieweit die Steifigkeitsminderung bei den betrachteten Phänomenen auftritt. Die erhaltenen Ergebnisse bezogen auf die Steifigkeit des Einzelverbinders bei variierender freier Biegelänge sind nachfolgend dargestellt:

VORLAGE	Freie Knicklänge [ mm ]	Anfängliche Steifheit [ N/mm ]
<i>FEM1.00</i>	25	16756
<i>FEM1.01</i>	45	9684
<i>FEM1.02</i>	55	7049

Das Rifollamento der Materialien, das durch die Erhöhung der freien Biegunslänge von 25 auf 45 mm untersucht wurde, bringt eine Verringerung der Steifigkeit des Systems von etwa 40 % mit sich. Eine weitere Erhöhung der freien Länge um 10 mm bei Holz, da es das weichste Material ist, reduziert den Anfangssteifigkeitswert auf 60 %.

Durch die Addition der Ergebnisse der zuvor analysierten Modelle ist es möglich, die materialbedingte Nichtlinearität der Verbindung teilweise zu erfassen, während sie einzeln betrachtet unzureichend sind.

In Bezug auf den einzelnen Verbinder zeigt Abbildung 50 die am Ende des Experiments erlittene Verformung und die numerische unter Verwendung der numerischen *FEM1.03*. Das letztere Modell berücksichtigt eine freie Biegelänge von 55 mm, während in Wirklichkeit beobachtet wird, dass das nicht reaktive Material viel stärker zum Versagen neigt. Um das endgültige Verhalten zu erfassen, wäre es daher erforderlich, mindestens einen weiteren Ast in der Platte und im Holz zu lösen, um qualitativ eine freie Länge von 75 mm zu erhalten.



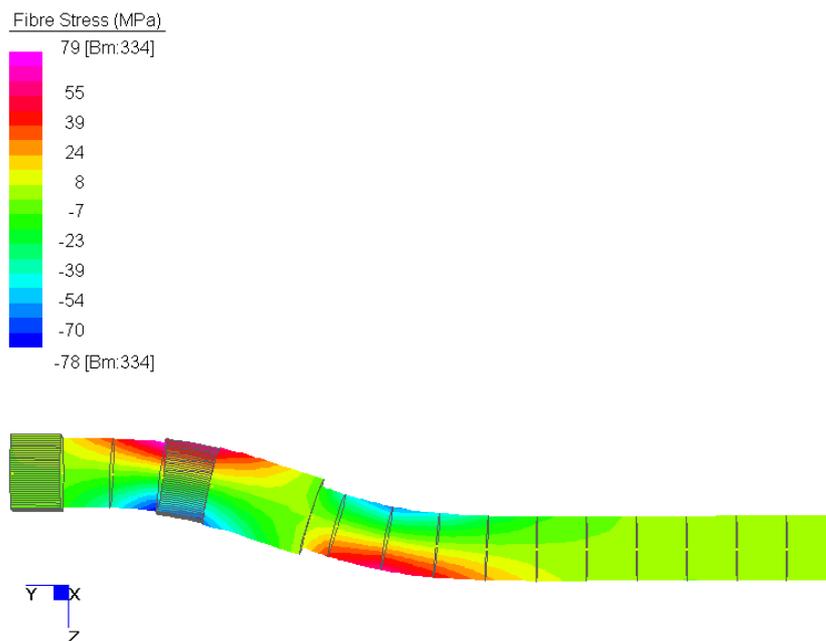
**Abb. 50:** Reale (rechts) und analytische (links) Verformung des Verbinders.

Es hat sich gezeigt, dass es möglich war, für jedes der drei FEM-Modelle einen Punkt zu bestimmen, wo die numerischen Kurven den experimentellen Kurven entsprechen. An diesen Punkten kann der Spannungszustand des Verbinders und damit der Einfluss der freien Knicklänge auf den Verbinder beurteilt werden, Bild 51 a, b, c.

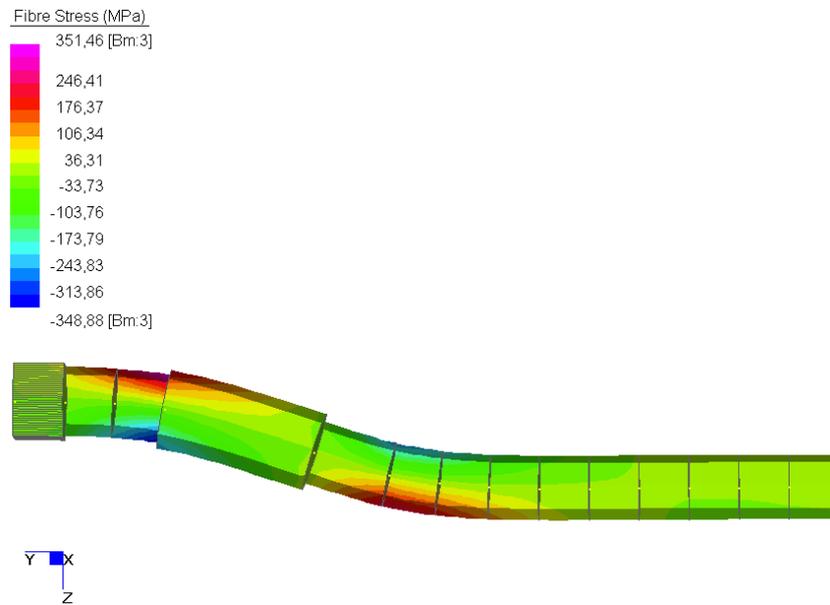
Diese Daten können wie folgt interpretiert werden. Bis 1000 daN auf die Probe aufgebracht beträgt die freie Länge des Verbinders 25 mm und der Spannungszustand der Materialien liegt sicher innerhalb der elastischen Werte.

Von 1000 bis 2500 daN kann dem experimentellen Trend gefolgt werden, indem man sich vorstellt, die freie Biegelänge von 25 auf 45 mm zu erhöhen; der Verbinder hat noch nicht nachgegeben, da maximale Spannungen von 350 MPa beobachtet werden (entspricht ungefähr einem Drittel der Streckgrenze).

Von 2500 bis 6000 daN, die freie Biegelänge reicht von 45 bis 55 mm, es werden maximale Spannungen von 998 MPa aufgezeichnet, die höher sind als die Streckgrenze des Verbinders (850 MPa).

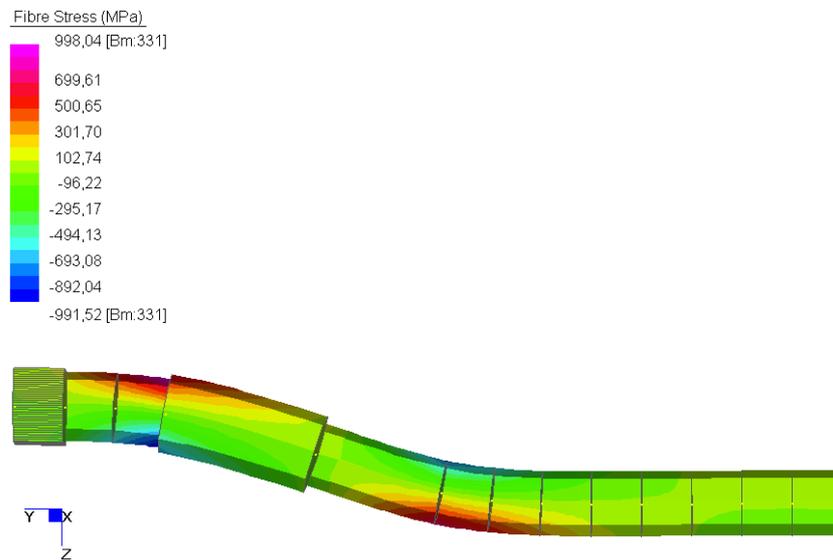


**Abb. 51a:** Spannungszustand des Verbinders Modell FEM 1,00 und aufgebrachte Last von 1000 daN.



---

**Abb. 51b:** Spannungszustand des Verbinders Modell FEM 1.01 und aufgebrachte Last von 2500 daN.

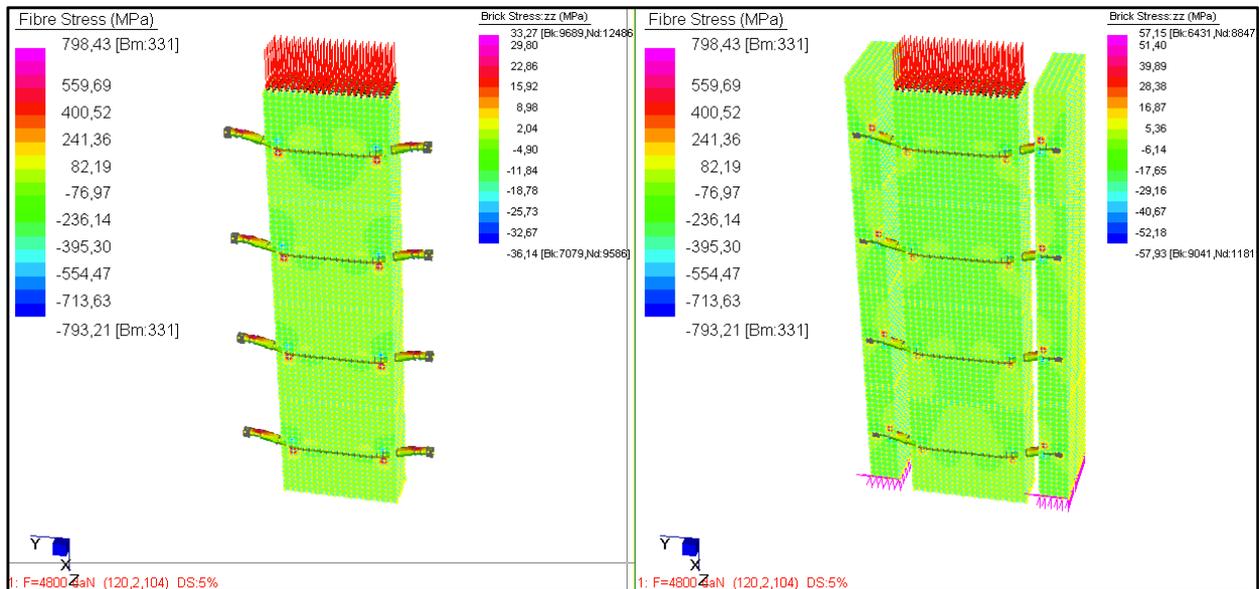


---

**Abb. 51c:** Spannungszustand des Verbinders Modell FEM 1.02 und aufgebrachte Last von 6000 daN.

Schließlich erlauben uns diese FEM-Modelle, die für das bilineare Modell angenommenen Hypothesen zu bestätigen. Bei letzterem wurde willkürlich ein theoretisches lineares Verhalten für Kraftwerte am Einzelverbinder bis 6000 N aufgestellt, was 4800 daN entspricht, die auf den gesamten Prüfling aufgebracht werden. Betrachtet man das Modell FEM 1.02 und Abbildung 49, so ist eine gute Übereinstimmung bei einem Kraftwert von 4800 daN zu erkennen. Wenn also eine Analyse mit diesem Lastwert gestartet wird, der auf das FEM 1.02-Modell angewendet wird, können die unten gezeigten Spannungswerte untersucht werden.

	Ladehüllen	STRAHL Ziegelbetonung ZZ [MPa]		EINLEGESOHLE Ziegelbetonung ZZ [MPa]		VERBINDER Gesamtfasern [MPa]	
		Trak.	Komp.	Trak.	Komp.	Trak.	Komp.
FEM 1.02	F=4800 daN	+ 33.27	- 36.14	+ 57.15	- 57,93	+ 798.43	- 793.21



Aus den Ergebnissen ist ersichtlich, dass nur das Holz die Überlaufgrenze (angenommen 20 MPa) überschreitet und daher geschlussfolgert wird, dass das bilineare Modell eine ausreichende Annäherung an die experimentellen Ergebnisse darstellt, wenn wir noch einmal die bereits erwähnten Mängel berücksichtigen des numerischen Modells, die zu fragwürdigen Spannungsspitzen führen. Jenseits der konventionellen Grenze von 6000 N wird die Plastifizierung des Verbinders durch die Bildung eines Kunststoffscharniers erreicht, das in der Lage ist, das statische Muster der Verbindung zu ändern und Drehungen des Verbinders selbst zuzulassen, die zu einem größeren Scherschlupf führen (Härtung der Verbindung und entsprechendes Absenken). der Steifheit, Kunststoffast).

## 4.2 Verbundträger

### 4.2.1 Einführung

In den vorangegangenen Kapiteln wurde eine Analyse durchgeführt, die darauf abzielte, die Steifigkeitseigenschaften des gemischten Holz-Beton-Systems durch die Verwendung von Al-fer srl-Trockenverbindern zu definieren. Ein elastisch-plastisches Modell wurde durch die Kraft-Verschiebungs-Kurve eingeführt, die für Feststoffe gültig ist Holzbalken der ungefähren Klasse C18 und Betonplatten des Typs C25/30.

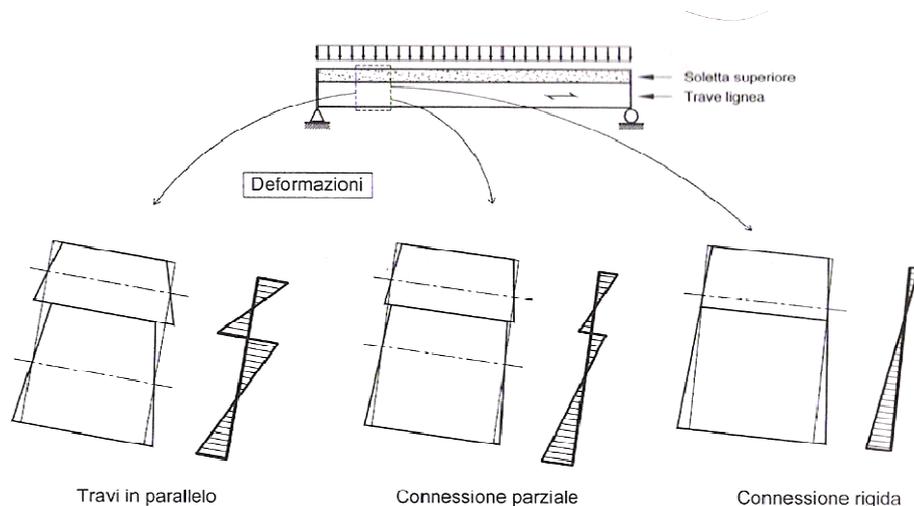
Wir wollen nun eine Anwendung auf einen praktischen Fall der Bemessung eines echten Holz-Beton-Mischbalkens diskutieren, der mit den betreffenden Verbindern verbunden ist. Dazu ist es notwendig, die in der Literatur verfügbare Analyseverfahren einzuführen, aus der die Spannungen auf die einzelnen Komponenten erhalten werden. Zum Vergleich wird ein numerisches Finite-Elemente-Modell vorgeschlagen, das einfach und sofort anwendbar ist.

### 4.2.2 Verbundträgertheorie

Die Kopplung von zwei oder mehr in Biegung arbeitenden Strukturelementen durch die Verwendung von halbstarren Verbindungssystemen ermöglicht die Schaffung von Verbundstrukturen. Die Effizienz des Verbundbauteils ist umso höher, je starrer die Verbindungssysteme sind (dh je mehr sie die Relativverschiebungen zwischen den Kontaktflächen der Bauteilelemente verhindern). Das tatsächliche statische Verhalten der Verbundstruktur beim Biegen wird daher zwischen den Extremfällen liegen:

- 1) Nullsteifigkeit (unwirksame Verbindung zum Zweck des Gleitens,  $k = 0$ );
- 2) unendliche Steifigkeit (starre Verbindung mit erschwertem Gleiten,  $k = \infty$ ).

Der Parameter  $k$  definiert die spezifische Steifigkeit (pro Längeneinheit) des Verbindungssystems unter der Annahme, dass seine Wirkung auch dann noch als entlang der Balkenachse verteilt gedacht werden kann, wenn die Verbindung selbst punktförmig ist (wie dies in den meisten Fällen der Fall ist). Fälle).



**Abb. 52: Verteilung der Biegedehnungen in einem Verbundträger als Funktion der Anschlusssteifigkeit**

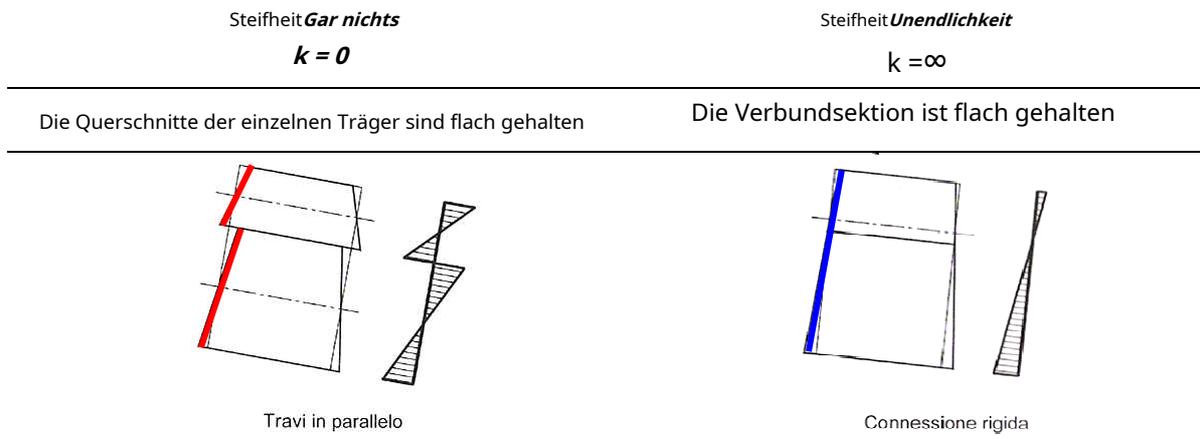
(Ballerini et al., 2002)

Wie in Abbildung 52 zu sehen ist, entspricht eine Erhöhung der Steifigkeit der Verbindung einem Anstieg der neutralen Achse, mit einer entsprechenden Erhöhung des Zugbereichs im unteren Holzbalken (was einer Verringerung der maximalen Verformung entspricht). Damit einher geht eine Abnahme der Krümmung der Verbundstruktur.

In den Grenzfällen Nullsteifigkeit und unendliche Steifigkeit können die Spannungs- und Dehnungszustände auf der Grundlage der klassischen Theorie der Biegeelemente bestimmt werden, d.h. ich halte Bernullis Hypothese zur Erhaltung flacher Schnitte für gültig, woraus sich der bekannte Zusammenhang zwischen ergibt das Spannungsmoment und die Balkenkrümmung:

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

Wir können daher für jeden Fall unterscheiden:



#### 4.2.2.1 Steifigkeit Nichts

In dieser Situation wird der generische Gesamtquerschnitt des Balkens nicht flach gehalten, der Spannungs- und Verformungszustand der gemischten Struktur ist der in Abbildung 53a gezeigt.

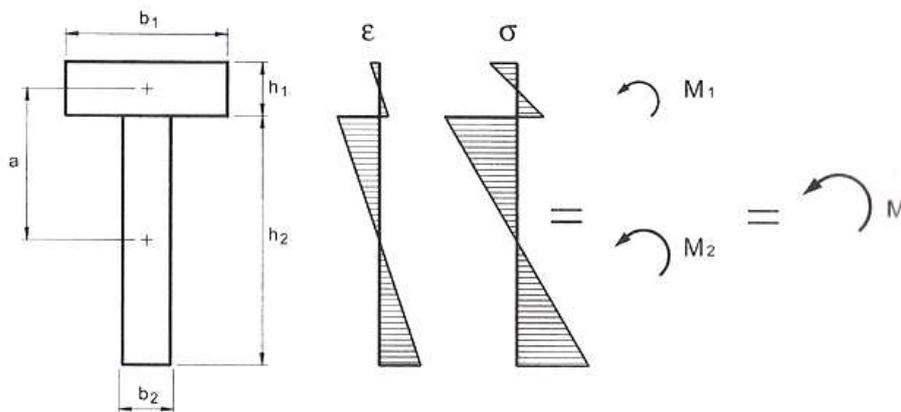


Abb. 53a: Verformungen und Biegespannungen in einem Verbundträger mit Nullsteifigkeitsanschluss

Für die Kongruenz bei der Querverschiebung weisen die beiden Balken immer noch die gleiche Krümmung in Abschnitten auf, anfänglich mit der gleichen Abszisse  $x$ , gemessen ausgehend von einem Ende des Balkens (Fig. 53b).

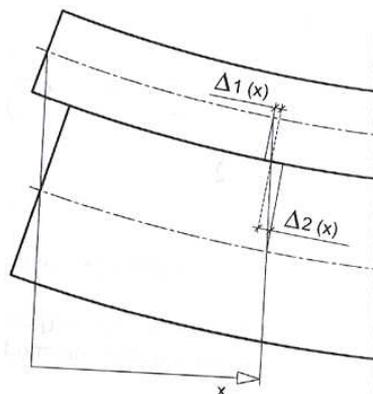


Abb. 53b: Scrollen auf der Oberfläche

Das System kann als aus zwei „parallel arbeitenden Trägern“ bestehend angesehen werden, und somit kann die Biegesteifigkeit des Verbundträgers wie folgt berechnet werden:

$$EI_{\text{Verbund}} = \frac{1}{12} \int_{-d}^d d^3 dz = \frac{1}{12} \cdot 2 \cdot d^3 = \frac{1}{6} d^3$$

Das Spannungsmoment  $M(x)$  wird proportional zu den jeweiligen Steifigkeiten auf die Träger verteilt. In der Tat erhalten wir unter Berücksichtigung der Kongruenzhypothese und unter Berücksichtigung der Erhaltungshypothese der flachen Querschnitte, die für die Einzelelemente gelten, die einer Biegung ausgesetzt sind:

$$M_1 = C_1 \cdot \frac{d_1}{D} \cdot M \quad ; \quad M_2 = C_2 \cdot \frac{d_2}{D} \cdot M$$

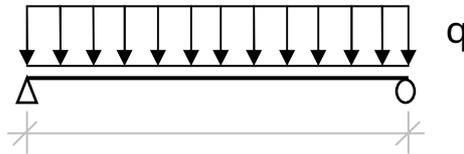
Daher ist es möglich, die Momente zu kennen, die die beiden Abschnitte als Funktion des äußeren Spannungsmoments belasten:

$$M_1 = C_1 \cdot \frac{d_1}{D} \cdot M \quad ; \quad M_2 = C_2 \cdot \frac{d_2}{D} \cdot M$$

Schließlich ist es möglich, die Strömung an der Schnittstelle zwischen den beiden Abschnitten zu bewerten:

$$V_1 = \frac{d_1}{D} \cdot V \quad ; \quad V_2 = \frac{d_2}{D} \cdot V$$

Bei einem einfach gelagerten Balken mit gleichmäßig verteilter Last über die gesamte Spannweite erhält man:



$$V_{\text{PKh}} = \frac{q \cdot l}{24} \cdot x \cdot (l - x)$$

Der Schrupf ist in der Mitte null und an den Stützen maximal, wo sich folgender Wert ergibt:

$$V_{\text{PKh}} = \frac{q \cdot l^2}{24}$$

4.2.2.2 Unendliche Steifigkeit

Der generische globale Querschnitt des Verbundträgers bleibt flach, ohne Gleiten an der Träger-Platten-Grenzfläche. Bezogen auf den vorigen Grenzfall ist das Spannungsmoment <bes scheint nicht nur durch die Momente M ausgeglichen zu sein, sondern auch durch das Drehmoment, das die Axialkräfte N1 und N2 bieten. Der Spannungs- und Verformungszustand des Verbundprofils ist daher ähnlich wie in Abbildung 54 dargestellt.

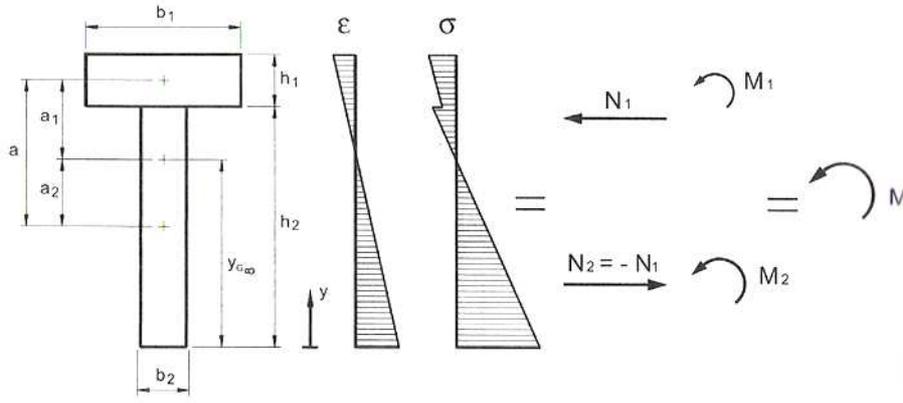


Abb. 54: Verformungen und Biegespannungen in einem Verbundträger mit starrem Anschluss

Die Lage des Schwerpunkts des Globalschnitts, gewichtet mit den jeweiligen Material-E-Moduln, lässt sich ausgehend von der Unterkante wie folgt berechnen:

$$L_{Mn} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i} - \frac{ZU}{2} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i}$$

Die Abstände der Schwerpunkte der einzelnen Elemente zu denen des Gesamtprofils betragen:

$$y_{i,ges} = \frac{ZU_i}{2} - L_{Mn} = \frac{E_i \cdot A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i} - \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i}$$

$$L_{Mn} = \frac{ZU}{2} - \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i}$$

$$y_{i,ges} = \frac{E_i \cdot A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i} - \frac{1}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i} \cdot \sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot y_i$$

Die Biegesteifigkeit des Verbundprofils kann dann über den Transpositionssatz berechnet werden & die Biegesteifigkeit des Systems ohne Verbindungssteifigkeit:

$$EI_{ges} = \sum_{i=1}^n E_i \cdot I_{i,ges} + \sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot y_{i,ges}^2$$

Mit den üblichen Kongruenzannahmen  $\epsilon_{dd} = \epsilon_{dd} = \epsilon_{dd}$ , können die Spannungen in den beiden abgeleitet werden Komponentenelemente:

$$\sigma_{db} = \epsilon_{dd} \cdot E_b \quad \text{nein}$$

$$\sigma_b = \epsilon_{dd} \cdot E_b \quad \text{nein}$$

Durch die Gleichgewichtsbeziehung  $Q' = -Q''$  erhalten wir den folgenden Ausdruck für die normale drängende Aktion  $Q$  bis auf das Zeichen:

$$Q_b - Q_{neinb} = \frac{Q'_{neinb}}{b}$$

Die Gleitspannung an der Grenzfläche Träger-Platte wird durch Ableitung der Normalwirkung berechnet:

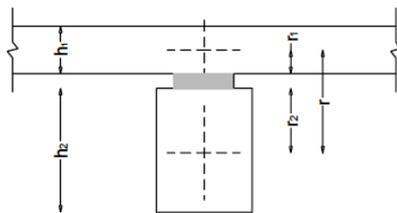
$$Q'_{neinb} = -Q''_{neinb} = -\frac{Q'_{neinb}}{b} \cdot b = -Q'_{neinb}$$

### 4.2.2.3 Halbstarre Verbindung

In Zwischensituationen mit halbstarrer Verbindung kann aufgrund des relativen Gleitens zwischen Träger und Platte das tatsächliche statische Verhalten der betreffenden Verbundkonstruktionen auf das Schema von zwei parallelen Trägern zurückgeführt werden, die durch eine verformbare Verbindung verbunden sind. Die elastische allgemeine Behandlung dieses Problems wurde von Newmark et al. (1951) mit folgenden Annahmen:

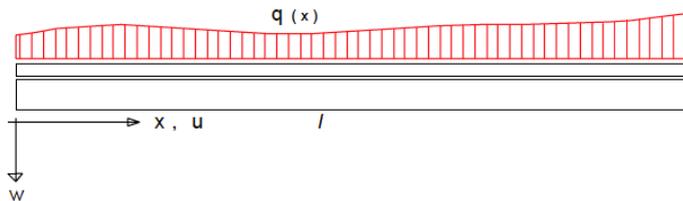
- Elastisch-lineares Verhalten des Materials und der Verbindung;
- Kleine Verschiebungen und Verformungen (Theorie 1. Ordnung);
- Identische Krümmungen für Balken- und Plattenelemente;
- Erhaltung der flachen Abschnitte für jedes Element, das den Abschnitt bildet;
- Anschluss gleichmäßig verteilt entlang des Balkens und Balken mit konstantem Querschnitt entlang der Längsachse.

#### TRAVE COMPOSTA A CONNESSIONE DEFORMABILE



**IPOTESI:**

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



#### GLEICHWERTIGER SCHRITT

In der allgemeinen Diskussion wird die Verbindung als "einheitlich" angesehen: im Fall von punktuellen Verbindern der Steifigkeit  $k$ , angenommen identisch und gleich beabstandet mit Teilung  $s$ , ist dies gleichbedeutend damit, eine bestimmte Steifigkeit des Systems gleich zu betrachten

--- / - uv iw x. Allerdings ist es durchaus üblich, dass Beams in einfache Abstützung mit gleichmäßig verteilter Last, die Teilung der Verbinder zwischen einem Maximalwert variieren  $P_{kh}$  in der Mittellinie, und ein Mindestwert kann sich auf  $L/4$  bis  $L/2$  betragen. Die Beileitung ist bereitgestellt  $P_{kh} z 4 P_y$  ja

$$L \in [0,75 \cdot P_y, 0,25 \cdot P_{kh}]$$

**SPANNUNGSZUSTAND DER ZUSAMMENGESETZTEN STRUKTUR**

Gemäß der allgemeinen Behandlung für ein gemischtes System mit zwei Elementen (Newmark, 1951) kann unter Bezugnahme auf Abbildung 55 Folgendes festgelegt werden:

- **Gleichgewichtsgleichungen** für die Dehnung  $\epsilon$  aus Verbundträger, für die Elemente 1 und 2;
- **Kongruenzbedingungen**;
- **Elastizitätsbeziehungen** in der Hypothese, die flachen Abschnitte beizubehalten.

Zur Vereinfachung der Darstellung, ohne zu weit in mathematische Ausarbeitungen einzusteigen, ist es möglich, eine lösende Differentialgleichung zweiter Ordnung des folgenden Typs zu erhalten:

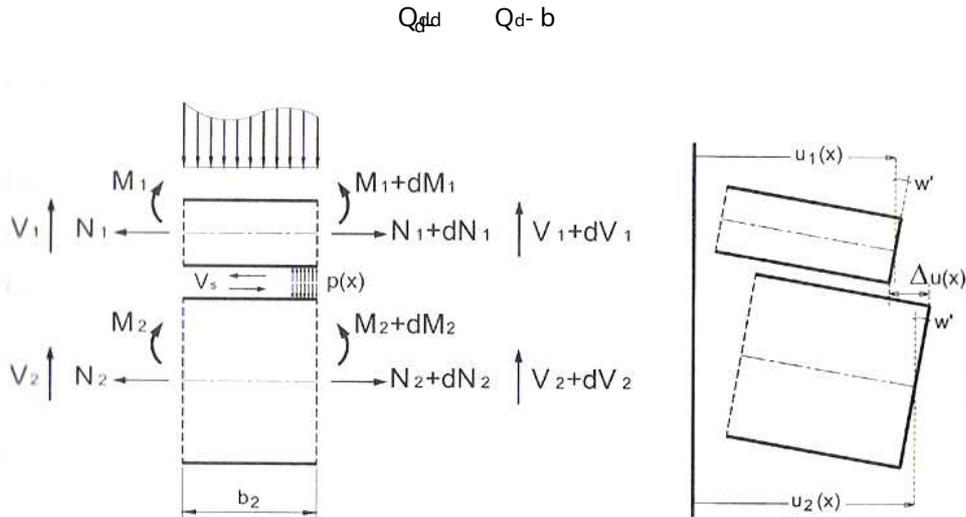


Abb. 55: Verbundträger mit verformbarem Anschluss

Folgende Annahmen können getroffen werden:

- $\epsilon_1 = \epsilon_2 = \epsilon$  ;
- $\epsilon < \epsilon_{lim}$  .

es ist daher möglich, den Ausdruck von  $\epsilon$  zu erhalten:

$$\epsilon = \frac{1}{E} \left( \frac{M}{I} + \frac{V}{k} \right) + \frac{1}{E} \left( \frac{M}{I} + \frac{V}{k} \right) \cdot \frac{b_1}{b_2}$$

Wenn man den obigen Ausdruck kennt, ist es möglich, die anderen Größen und folglich den Spannungszustand der Verbundstruktur zu erhalten.

**VEREINFACHTE BEHANDLUNG DURCH VORSCHRIFTEN**

Die aktuellen Vorschriften, DIN 1052, Eurocode 5, schlagen für den Nachweis von Verbundträgern mit verformbarem Anschluss einige Formeln vor, die sich aus einer vereinfachten Behandlung des Problems im Fall von Trägern in einfacher Lagerung und verteilter Last ableiten lassen. Variable mit Sinusgesetz mit Maximalwert  $\epsilon_{max}$  in der Mitte des Balkens:

$$\epsilon_{max} = \frac{M_{max}}{E I_{eff}}$$

Der zusammengesetzte Querschnitt hat eine vertikale Symmetrieebene und ist entlang der geradlinigen Achse des Balkens konstant: im vorliegenden Fall stellt Element 1 die Platte dar, Element 2 den Balken. Das Schreiben der Gleichgewichtsgleichungen für die horizontale Verschiebung der Elemente sowie das Umschreiben der Gleichgewichtsgleichungen für die Streckung  $\epsilon$ , ermöglicht es, das Lösungssystem von 3 Differentialgleichungen in den Unbekannten zu erreichen, und:

$$\begin{aligned} & \text{oder } d^d d^d \quad -d \quad c_d \text{Die} - 0 \\ & \text{oder } \cdot dd - \quad -d \quad d^d r t - 0 \quad \dagger \\ & \wedge \_ Cd \quad d - \quad es - td \quad c_{dd} \text{Die} - j \end{aligned}$$

Die Annahme der Last mit sinusförmiger Verteilung ermöglicht es uns, die unbekannt axialen Verschiebungen auszudrücken  $\alpha, \dots$  in folgenden Formen:

$$d-D \& UV \quad \text{Mrd. } \epsilon /$$

$$- \& UV \quad \text{Mrd. } \epsilon /$$

$$c-c \& xw \quad \text{Mrd. } \epsilon /$$

Unter diesen Hypothesen wird das Lösungssystem auf ein Gleichungssystem in den Unbekannten reduziert  $\alpha, \dots, c$ .

Abgesehen von der vollständigen Erörterung der Kürze halber werden nachstehend die Ausdrücke in Bezug auf gemischte Strukturen angegeben, wie sie in den verschiedenen Regelwerken angegeben sind (siehe DIN 1052, EN 1995):

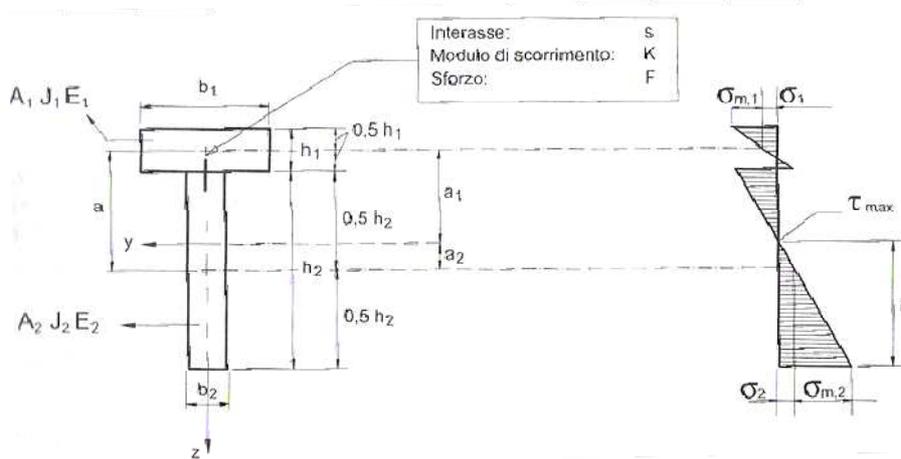


Abb. 56: Verbundträger mit verformbarem Anschluss. Regulierungsschema

Die effektive Steifigkeit des gemischten Systems wird durch den folgenden Ausdruck bestimmt:

$$L_j \wedge \_ D \quad \dagger \text{oi} \quad \dagger d^d \text{oder} d \text{Die} d$$

wo ist es:

<b>Element 1</b> EINLEGE SOHLE	<b>Element 2</b> STRAHL
$\dagger d \wedge \frac{1 \epsilon d \text{oder} d}{L_j} \frac{SD}{100}$	$\dagger - 1$
$\text{ich} - \frac{ZU d}{2} \frac{ZU}{2}$	$\text{Die} \frac{\dagger d \text{oder} d}{\dagger d \text{oder} d} \text{oder}$

Wo ist die effektiv berechnete Stützweite des Verbundträgers für ein einfach gestütztes System.

Tatsächlich ist es so, als ob Element 1 mit einem Koeffizienten „gewichtet“ wäre  $\alpha < 1$ .

Sie haben die Variable identifiziert die wie der Abstand zwischen den Schwerpunkten des geometrischen Schnitts der Elemente 1 und 2 sowie das mögliche Vorhandensein einer Ablösung aufgrund des Vorhandenseins einer durchgehenden Beplankung.

In den Berechnungen wird für den Wert des Gleitmoduls - bezogen auf den betrachteten Verbindertyp der folgende Wert angenommen:

- $\mu$  zur Überprüfung der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (Verformbarkeit);
- $\alpha \cdot \mu$  zur Überprüfung der Grenzzustände der Tragfähigkeit (Spannungen).

Nachdem die effektive Steifigkeit des Stabes bestimmt wurde, können mit Hilfe der folgenden Ausdrücke die auf das i-te Element wirkenden Normal- und Biegespannungen sowie die Spannungen an den Rändern bestimmt werden (siehe Bild 56):

<i>Element 1</i>		<i>Element 2</i>	
<small>EINLEGESOHLE</small>		<small>STRAHL</small>	
BETONUNGEN			
$Q_{D,0} - \frac{\alpha d}{L} \cdot Q < 0$		$Q_{0} - \frac{oi}{L} \cdot Q < 0$	
$<_{D,0} - \frac{d}{L} \cdot Q < 0$		$<_{,0} - \frac{d}{L} \cdot Q < 0$	
SPANNUNGEN			
$P_{D,0} - \frac{Q_d}{d} - \frac{0,5 J d}{d} <_{D,0}$		$P_{,0} - \frac{Q}{d} - \frac{0,5 J}{d} <_{,0}$	
$P_{D,0} - \frac{Q_d}{d} - \frac{0,5 J d}{d} <_{D,0}$		$P_{,0} - \frac{Q}{d} - \frac{0,5 J}{d} <_{,0}$	

Sein die baryzentrische Spannung des i-ten Elements,  $p_{,i}$  die Biegekomponente der Spannung, die der baryzentrischen Spannung hinzugefügt oder von ihr abgezogen werden muss, um die Spannungen an den Rändern der konstituierenden Elemente zu erhalten.

Es ist auch möglich, die im Stegelement (Element 2, Holzbalken) wirkende maximale Schubspannung und die Kraft, der jeder Verbinder ausgesetzt ist, mit den folgenden Ausdrücken zu berechnen:

$$P_{ch} = \frac{0,5 \cdot Q \cdot \alpha \cdot d}{L} < 0$$

$$W_{jj} = \frac{\alpha \cdot d \cdot Q}{L} < 0$$

Da das Verhalten der Mischstruktur nicht nur von den mechanischen Eigenschaften der Komponentenelemente abhängt, sondern auch stark vom Verhalten der Verbindung beeinflusst wird, ist es in dieser Hinsicht interessant, einen Parameter einzuführen, der in der Lage ist, die synthetisch anzuzeigen Fähigkeit der Verbindung, das Gleiten zwischen den Komponenten des Verbundträgers zu begrenzen. Dieser dimensionslose Parameter, gekennzeichnet mit  $\eta$ , kann angenommen werden, dass die Effizienz der Verbindung quantifiziert wird und kann durch die folgende Formel ausgedrückt werden:

$$\eta = \frac{M_{k@L} - M_{k@L}}{M_{k@L} - M_{k@L}}$$

Die Werte des obigen Parameters liegen im Bereich (0 und 1):

- Mit verformbaren Anschlüssen  $\eta_{MLk@L}$  nahe kommt  $\eta_{MLk@L} = 0$ ;
- Mit sehr starren Verbindungen  $\eta_{MLk@L}$  nahe kommt  $\eta_{MLk@L} = 1$ ;

Üblicherweise sind die Werte von  $\eta_{MLk@L}$  bei der Ausführung üblicher Holzverbunddecken mit Betondecke liegen zwischen 0,4 und 0,7.

Der Effizienzparameter kann in der Designphase hilfreich sein. Tatsächlich ist es möglich, während der Konstruktionsphase einen Grenzwert für die Biegeverformung festzulegen ( $z_{\text{max}}$ ) induziert, in Übung, aus der Summe der veränderlichen und ständigen Lasten, wodurch ein Mindestwert erhalten wird, der für erforderlich ist  $L_j$ ):

$$z_{\text{max}} = \frac{5j''}{384 L_j} z \frac{500}{2500} j$$

Durch diesen Wert, nachdem ich das überprüft habe  $z' \geq 1$ , Es stellt sich heraus, dass es möglich ist, ein nichtlineares System von vier Gleichungen in den Unbekannten aufzustellen  $r_y, \eta_{MLk@L}, z_d$ , deren Lösung es ermöglicht, den Mindestwert für die spezifische Steifigkeit des Verbindungssystems zu erhalten, der erforderlich ist, um den gewünschten Wert von  $z$  zu erhalten  $L_j$ ):

$$r_y = \frac{\epsilon_d \cdot \eta_{MLk@L} \cdot z_d}{1 - \eta_{MLk@L}}$$

woraus schließlich der äquivalente Abstand der Verbinder bestimmt werden kann, wobei bekannt ist, dass die spezifische Steifigkeit gleich dem Verhältnis zwischen der Steifigkeit des einzelnen Verbinders und dem äquivalenten Abstand ist  $r_y = r_{yL} / L_j$ :

$$L_j = \frac{r_{yL}}{r_y}$$

### 4.2.3 FEM-Anwendung: Holz-Kalk-Verbunddecke mit Verbindern von Al-fer srl

In den vorangegangenen Kapiteln wurde die in den aktuellen Regulierungsdokumenten beschriebene analytische Methode vorgestellt, mit der es möglich ist, eine Verbunddecke mit einer verformbaren Verbindung zu dimensionieren. Der Al-fer-Trockenverbinder ist, soweit im Laufe dieser Diskussion erfahren, genau als halbstarres Verbindungssystem konfiguriert.

Die Absicht, die sich jetzt ergibt, ist die Entwicklung eines numerischen Finite-Elemente-Modells mit dem Ziel, dass dieses Werkzeug in der Lage ist, das Verhalten eines echten Balkens, gemischt in Holz und Beton, mit Trockenverbindern Al-fer srl mit ausreichender Näherung zu beschreiben. Die Validierung dieses Modells kann durch Vergleich mit dem zuvor eingeführten analytischen Modell erfolgen. Diese Studie kann auch hilfreich sein, um zukünftige Experimente mit realen Trägern, die bereits bei der Firma Alfer srl in Verona durchgeführt wurden und auf Tests warten, korrekt vorzubereiten.

Es wird der Fall einer Holz-Beton-Bodenplatte betrachtet, hergestellt aus Massivholzbalken 100 x 200 mm, Klasse C18, Al-fer-Trockenverbinder, Durchmesser 16 mm, eingebettet in die 50-mm-Betonplatte (Abbildung 57). Im Folgenden wird nur der Nachweis in der einzigen Betriebsphase des Bauwerks mit Altbeton beschrieben, wobei davon ausgegangen wird, dass die Holzbalken in der Betonierphase abgestützt werden.

**Projektdaten**

• **Geometrische Merkmale**

Einlegesohlendicke	th = 50mm
Holztisch	t = 25mm
Trägerquerschnittsbasis	b = 100mm
Trägerquerschnittshöhe	h = 200mm
Abstand zwischen Trägern	• = 600mm
Theoretische Spannweite der	= 4000mm
Balken Trockenverbinder Al-fer	d <sub>max</sub> = 16mm
Molchlänge der Stifte	
im Wald	- 100mm
im Beton	- 40mm

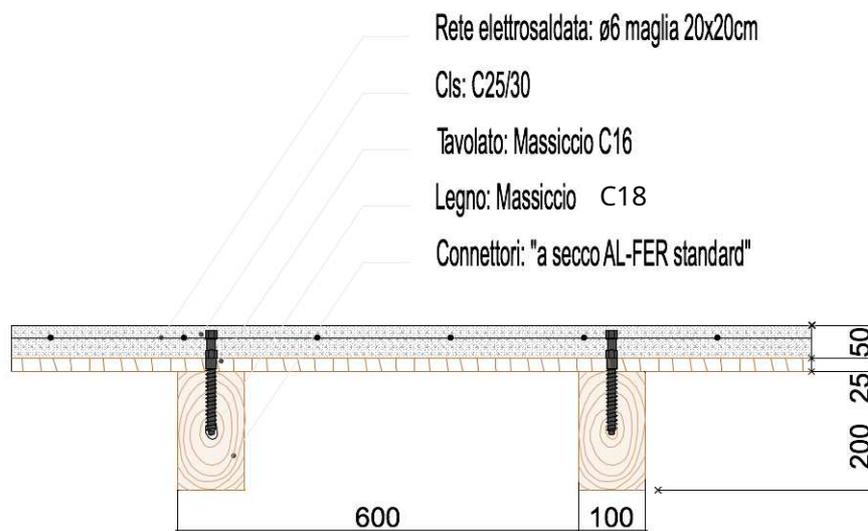


Abb. 57: Querschnitt des Bodens

• **Materialeigenschaften**

Beton

Klasse C25/30	
Berücksichtigte Dichte Mittlerer	Nein*- 25KN/mc
Sekanten-Elastizitätsmodul	d- 31476N/mm <sup>2</sup>

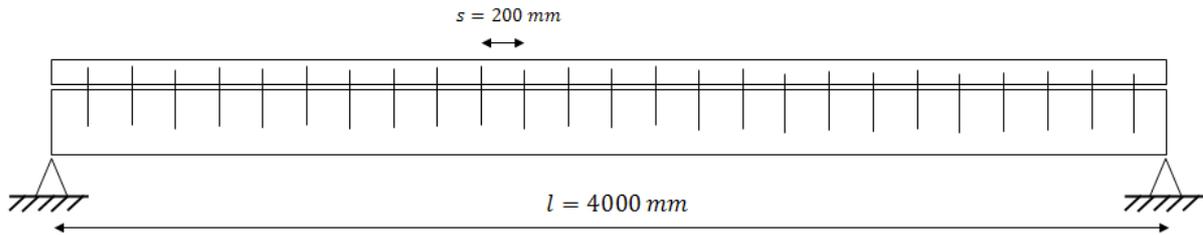
Massivholz

Klasse C18	
Dichte berücksichtigt	Nein*- 6KN/mc
Elastizitätsmodul	- 9000N/mm <sup>2</sup>

Al-fer Trockensteckverbinder

Bleistahl Typ 9SMnPb36	
Elastizitätsmodul	- 210000N/mm <sup>2</sup>
Elastische Phasensteifigkeit (bilineares Al-Fer-Modell)	- r <sub>y</sub> - 10610N/mm

- **Verbindungssystem mit Trockensteckverbindern Al-fer srl**



**Anordnung der Verbinder innerhalb des Trägers**

Der Einfachheit halber wurde eine einheitliche Anordnung der Stecker gewählt, daher wird bei der Ermittlung der Nutzgrößen des Systems auf das Rastermaß Bezug genommen  $L_c = uv = 200 \text{ SS}$ .

- **Lasten und interne Aktionen**

Der Boden ist für eine Gesamtbetriebslast von  $5,6 \text{ KN/m}^2$  ausgelegt, was einer Belastung des Balkens entspricht  $j = 3,36 \text{ KN/m}$ . Berücksichtigt wurden die üblichen Lasten, die im Allgemeinen der Berechnung eines Mischgeschosses als Wohngebäude zugrunde liegen:

Strukturelle Dauerhaftes	Balken und Platte	-D,*- $1,45 \text{ KN/qm}$
Dauerhaft gebracht	Untergrund, Beplankung, Estrich, Boden, Trennwände	-,*- $2.15 \text{ KN/qm}$
Variablen	Bürgerlicher Wohnsitz	—*- $2.00 \text{ KN/qm}$
		GESAMT = $5,60 \text{ KN/m}^2$

**Mittelpunktmoment**

$$M = \frac{j}{8} \cdot \frac{3,36 \cdot 4}{8} = 6,72 \cdot 10^{-4} \text{ QS}$$

**Stützschnitt**

$$V = \frac{j}{2} \cdot \frac{3,36 \cdot 4}{2} = 6720 \text{ Q}$$

**ANALYTISCHES MODELL**

Die Spannungseigenschaften in den Materialien, die den Verbundstoffabschnitt bilden, werden nachstehend unter Bezugnahme auf das vereinfachte theoretische Modell bestimmt, das in den vorangegangenen Absätzen eingeführt wurde.

Biegesteifigkeit der beiden Elemente parallel

$$EI_{\text{parallel}} = \frac{1}{12} \cdot d^3 \cdot E \cdot I \quad \text{zu } ] = 7,97 \cdot 10^{10} \text{ DDDQSS}$$

Biegesteifigkeit des Verbundprofils:

$$EI_{\text{Verbund}} = \frac{EI_{\text{Al}} + EI_{\text{Stahl}}}{\sum \dots} \quad \text{oder} \quad \frac{EI_{\text{Al}} + EI_{\text{Stahl}}}{2} \quad \text{zu } ] = 226 \text{ SS}$$

$$I_{ch} = \frac{Z_U}{2} \frac{Z_{Ud}}{2} - 150 \text{ SS}$$

$$I_{Die,n-LMn} = \frac{Z_U}{2} - 126 \text{ St}$$

$$I_{Dieo,nein-zu} = \frac{Z_{Ud}}{2} - LMn - 24 \text{ SS}$$

$$I_{nein} \wedge \dots \quad \wedge \text{oder} \text{Die}_- \quad \& \quad \text{oder} \& \text{ich} - 4,20 \cdot 10^d \text{QSS}$$

Biegesteifigkeit für System mit verformbarer Verbindung:

$$L_{\zeta} - uv - 200 \text{ SS}$$

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

$$\zeta_d \wedge \frac{1}{\dots} \frac{\epsilon_d \text{oder} DL \zeta \%}{\dots}^{SD} - 0,083$$

$$\zeta - 1$$

$$I_{ch} = \frac{Z_U}{2} \frac{Z_U}{2} - 150 \text{ SS}$$

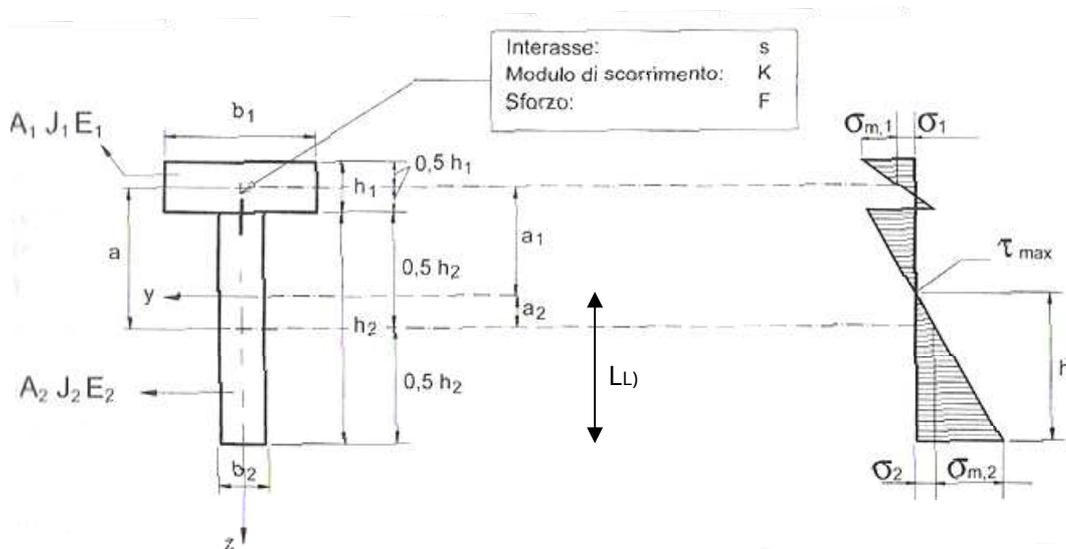
$$I_{ch} = \frac{\zeta_d \text{oder} a \text{Die}_d}{\zeta_d \text{oder} a} - 46 \text{ SS}$$

$$I_{Die-d} - \text{ich} - \text{ich} - 104 \text{ St}$$

$$L_{\zeta} \wedge \dots \quad \zeta \text{ oi} \quad \zeta_d \cdot d \text{oder} a \text{Die}_d - 2.03 \cdot 10^d \text{QSS}$$

$$L_{L)} = \frac{Z_U}{2} \text{ Die } 146 \text{ St}$$

Die neutrale Achse schneidet den Holzbalken wie im folgenden Bild



Verbindungseffizienz

$$\eta = \frac{L}{L_{\text{nein}}} = 0,36$$

Wert gemäß der zuvor getroffenen Annahme,  $0,4 \leq \eta \leq 0,7$ .

Es ist daher möglich, die auf die verschiedenen Elemente einwirkenden maximalen Spannungen zu bestimmen:

$$\sigma < \frac{j}{8} = 6,72 \cdot 10^{-5} \text{ QS}$$

EINLEGESOHLE

$$Q_d = \frac{F_d}{L} < 27218 \text{ F}$$

$$\sigma_d = \frac{d}{L} = 6,51 \cdot 10^{-5} \text{ QS}$$

$$D_{\text{K8Z}} = d \cdot P, D = \frac{Q_d}{\sigma_d} = \frac{0,5 J_d \cdot \sigma_d}{d} < 3,5 \text{ Ich}$$

$$D_{\text{y}} = d \cdot P, D = \frac{Q_d}{\sigma_d} = \frac{0,5 J_d \cdot \sigma_d}{d} < 1,70 <^{\text{TM}} \text{ ich}$$

STRAHL

$$Q = \frac{oi}{L} < 27218 \text{ F}$$

$$\sigma = \frac{\cdot}{L} < 2 \cdot 10^{-5} \text{ QS}$$

$$D_{\text{K8Z}} = P, = \frac{Q}{\sigma} = \frac{0,5 J}{\sigma} < 1,62 < \text{ Ich}$$

$$D_{\text{y}} = P, = \frac{Q}{\sigma} = \frac{0,5 J}{\sigma} < 4,34 <^{\text{TM}} \text{ Die}$$

im Stegelement wirkende Querkraft:

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

$$F_{\text{Ph}} = \frac{0,5 \cdot F}{L} = 0,43 <^{\text{TM}} \text{ ich}$$

Kraft, der der am stärksten beanspruchte Verbinder ausgesetzt ist:

$$W_{ij} = d \cdot d \cdot \sigma = 5444 \text{ Q}$$

maximale Durchbiegung in der Mittellinie:

$$f_{\text{Ph}} = \frac{5j^2}{384 L} = 5,52 \text{ SS}$$

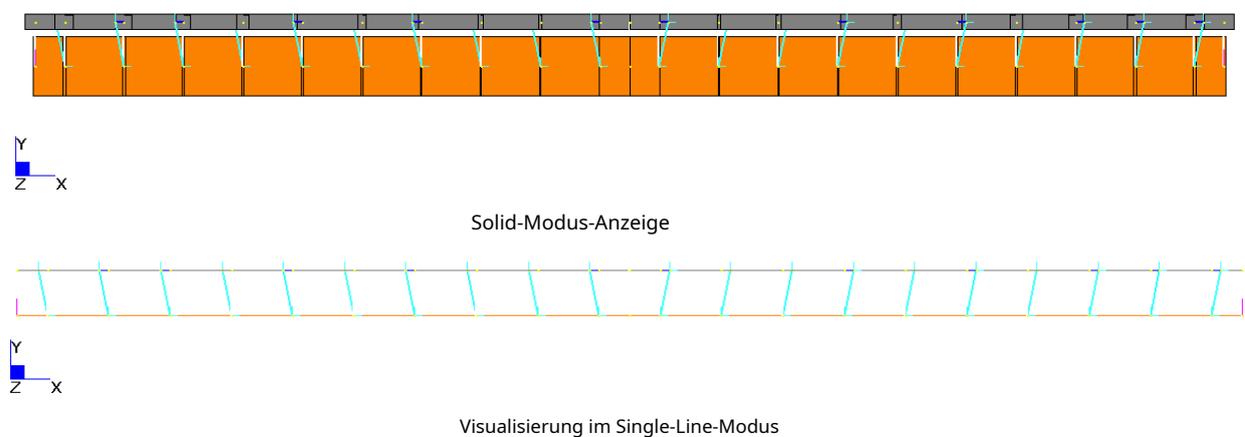
Das analytische Modell ist einfach und kann sofort angewendet werden, aber die restriktivste Grenze ist diejenige, die Spannungs- und Spannungswerte an genau definierten Punkten des Balkens liefert.

Diese Tatsache kann gelöst werden, indem ein numerisches Finite-Elemente-Modell eingeführt wird, das in der Lage ist, das Problem korrekt zu beantworten und gleichzeitig diskrete Werte entlang aller Abschnitte der Elemente zu liefern, aus denen das gemischte System besteht.

## NUMERISCHES MODELL

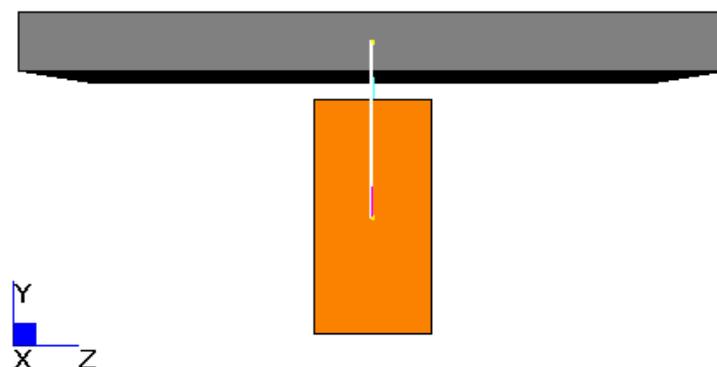
Für das numerische Modell wurde der Balken in 18 Quader mit einer Länge von 200 mm und 4 Quader mit einer Länge von 100 mm unterteilt, wobei ein statisches Balkenschema mit einfacher Unterstüzung des Scharnertyps an der rechten Stütze und einem Laufwagen an der linken Stütze angenommen wurde.

Bei der Finite-Elemente-Analyse mit dem Programm straus 7 Release 2.3.3 wurden der Balken und die Platte mit Balkenelementen modelliert, wie in Abbildung 58 gezeigt.



**Abb. 58: Für das FEM-Modell übernommener Längsschnitt**

Mit den angenommenen Hypothesen werden sowohl der Träger als auch die Platte mit Trägern schematisiert, die in der Lage sind, sowohl die mechanischen als auch die geometrischen Parameter gut zu beschreiben, für den letzteren Aspekt siehe den Querschnitt in Abbildung 59. Das Vorhandensein der durchgehenden Beplankung wurde modelliert mit dem Vorhandensein einer Lücke proportional zur Höhe  $t$ , wie in den Zulassungsdokumenten vorgeschlagen.

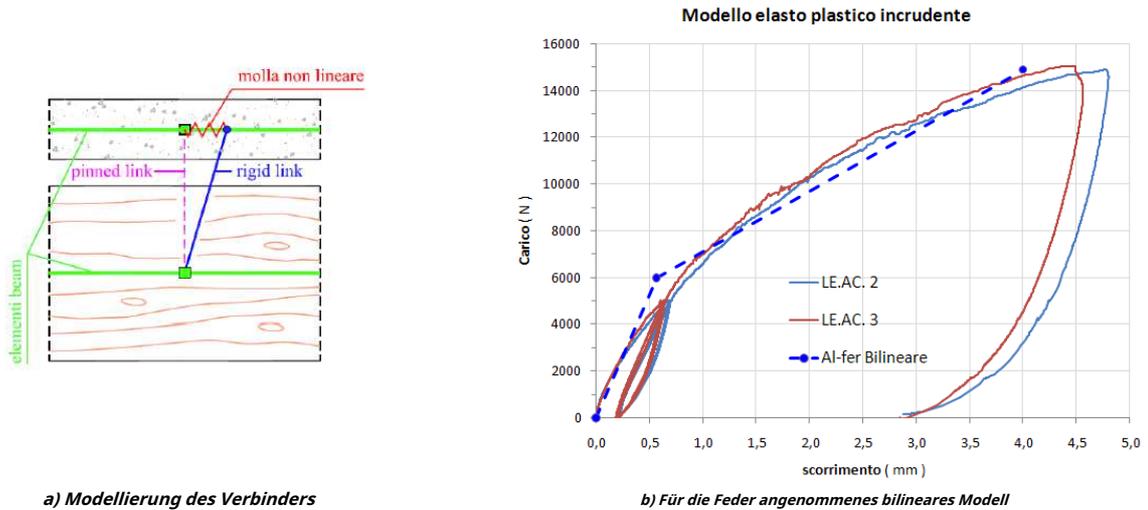


**Abb. 59: Elementgeometrie im Querschnitt des FEM-Modells**

### Al-fer Trockenstecker

Der Al-fer-Trockenverbinder wurde mit Federn modelliert, die zwischen die Knoten der Platte eingefügt wurden, und mit starren Verbindungen, die mit den Knoten des Holzbalkens verbunden waren (Abbildung 60a). Die Balken- und Plattenknoten sind ebenfalls mit Verbindungsstangenverbindungen verbunden, um relative vertikale Verschiebungen zu verhindern.

Begründet wird dieser Ansatz dadurch, dass in Kapitel 3 ein bilineares Modell für das Verhalten des Al-fer-Trockenverbinders vorgeschlagen wurde und nun eine aus Laborexperimenten abgeleitete Kraft-Weg-Kurve vorliegt (Abbildung 60b). Zusätzlich zu dem, was gesagt wurde, ist die Logik der Nutzung dieses Modells aufgrund der Tatsache vernünftig, dass das fragliche gemischte System analoge mechanische und geometrische Eigenschaften der experimentell getesteten Proben aufweist.



a) Modellierung des Verbinders

b) Für die Feder angenommenes bilineares Modell

Abb. 60: Elementgeometrie im Querschnitt des FEM-Modells

	Elastischer Ast		Zweig aus Kunststoff	
Steifheit	$k_{UND} = 10611$	N/mm	$k_P = 2591$	N/mm
Leistung	$f_y = 6000$	Nein	$E_{s\ war} = 14900$	Nein
scrollen	$d_y = 0,565$	mm	$du = 4$	mm

Das obige bilineare Modell wurde durch die Zuordnung einer Tabelle auf das Feder-Dämpfer-Element angewendet **Kraft vs. Verschiebung**.

Um das numerische Modell durch das analytische zu validieren, wurde eine Analyse unter Berücksichtigung eines linear elastischen Verhaltens jedes Elements des Systems durchgeführt. Die Zuordnung der Lasten erfolgte durch die Erstellung von 3 Lastfällen:

- 1\_Structural permanent (Zuweisung der Schwerkraft zu Träger und Platte  $g_j = -9810$  mm/s<sup>2</sup>)
- 2\_dauerhaft getragen (Zuordnen einer Streckenlast auf den Holzbalkenbalken)  
 $s_{,*-} - ,* \bullet - 1,29$  kN/m
- 3\_Variablen (Zuordnen einer Streckenlast auf den Holzbalkenbalken)  
 $j_{,*-} - ,* \bullet - 1,20$  kN/m

Es wurden dann 2 Lastkombinationen erstellt:

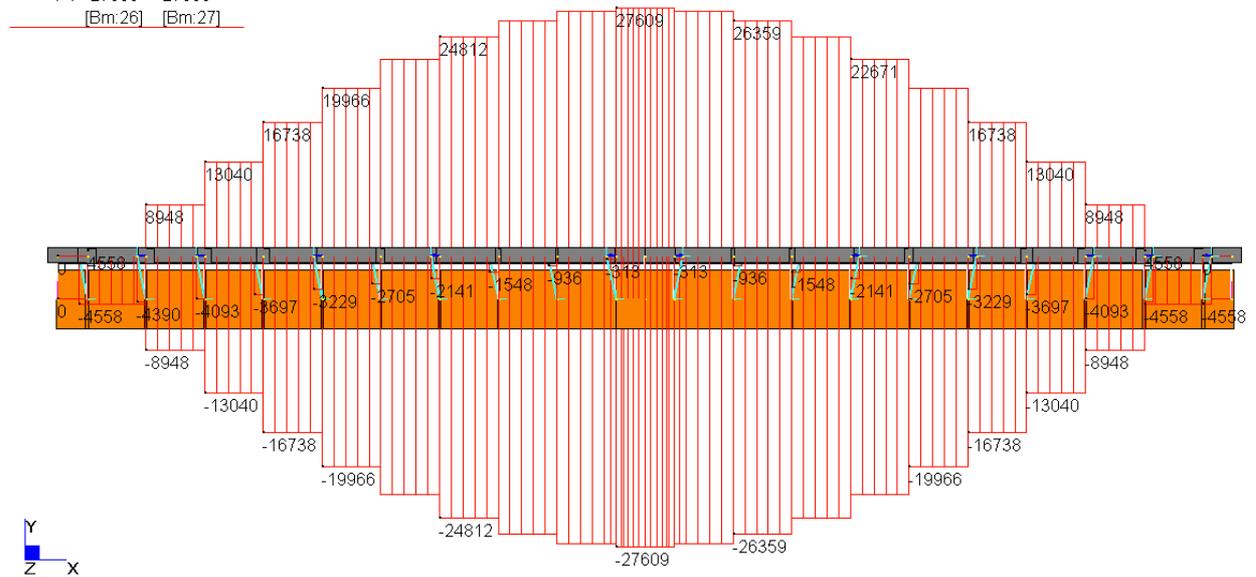
	SLE-Erweiterung	ULS
1_Strukturelle Dauerhafte	1	1.3
2_dauerhaft getragen	1	1.5
3_Variablen	1	1.5

Es sei darauf hingewiesen, dass sich ein solcher Ansatz gut für strukturelle Überprüfungen (SLU) eignet, dies jedoch die Annahme einer spezifischen Verordnung und die Verwendung der relativen Sicherheitskoeffizienten implizieren würde, wodurch Elemente eingeführt würden, die den Vergleich mit dem analytischen Modell erschweren könnten.

Die aus der FEM-Analyse erhaltenen Ergebnisse sind unten angegeben.

**GLEITKRAFT**

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



**Abb. 61: Gleitkraft auf der Platte (unteres Diagramm, Nr-negativ) und am Balken (oberes Diagramm N-positiv)**

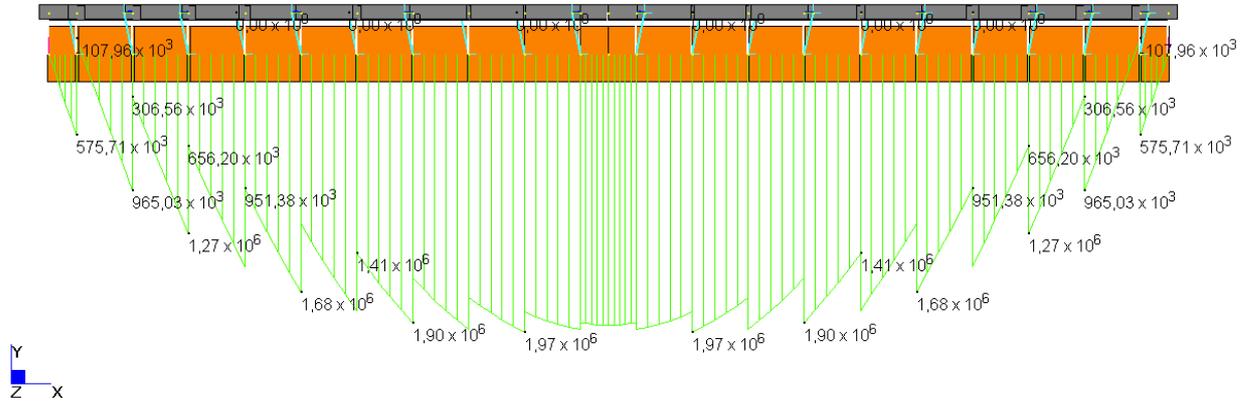
	MIN	MAX
Force(N)	-4558	-313
	[Bm:59]	[Bm:64]



**Abb. 62: Gleitkraft auf die Verbinder**

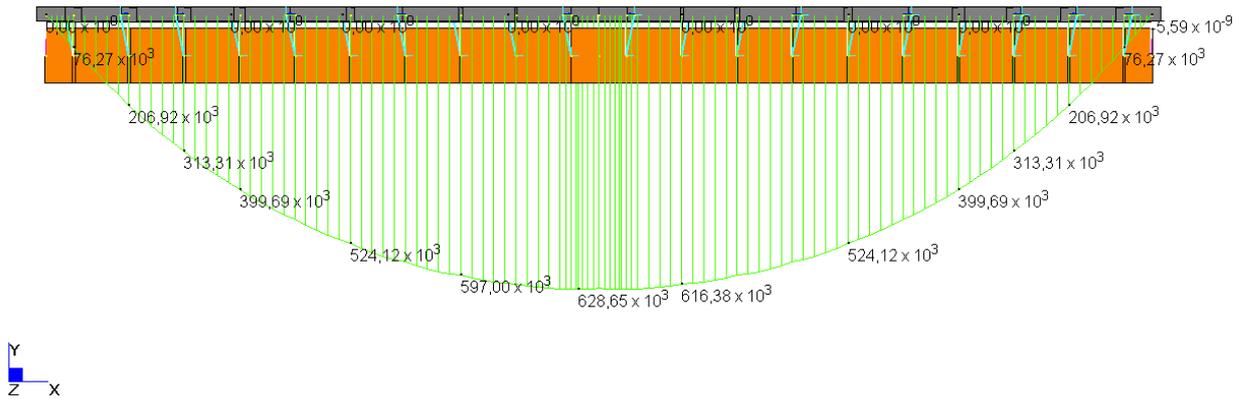
BIEGEMOMENTE

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



*m<sub>2</sub>: Biegemoment am Balken*

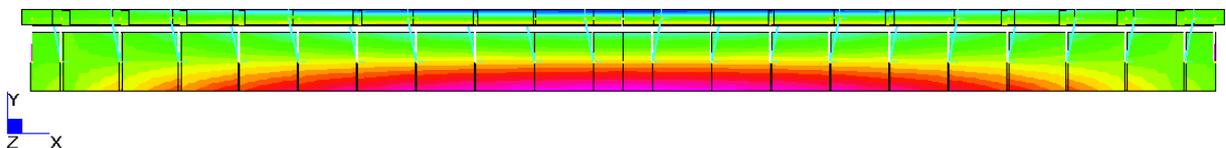
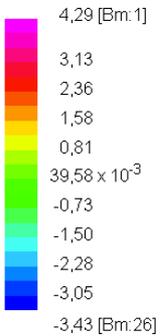
	MIN	MAX
BM2(N.mm)	$-5,59 \times 10^9$	$628,65 \times 10^3$
	[Bm:51]	[Bm:26]



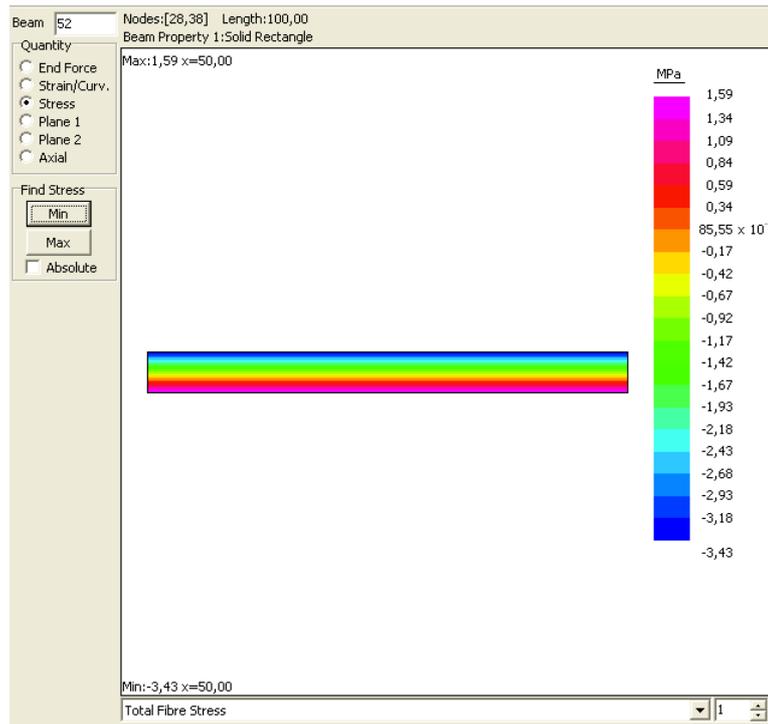
*m<sub>1</sub>: Biegemoment an der Platte*

**Abb. 63: Biegemomente an den Elementen**

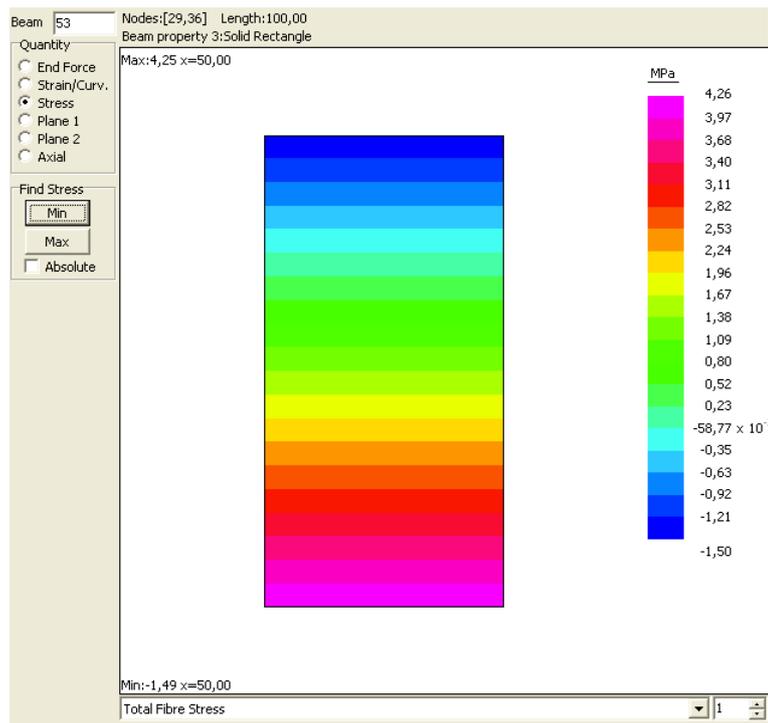
Fibre Stress (MPa)



**Abb. 64: Gesamtspannungen des gemischten Systems**



Gesamtspannungen auf der Platte, K8Z und D,y)

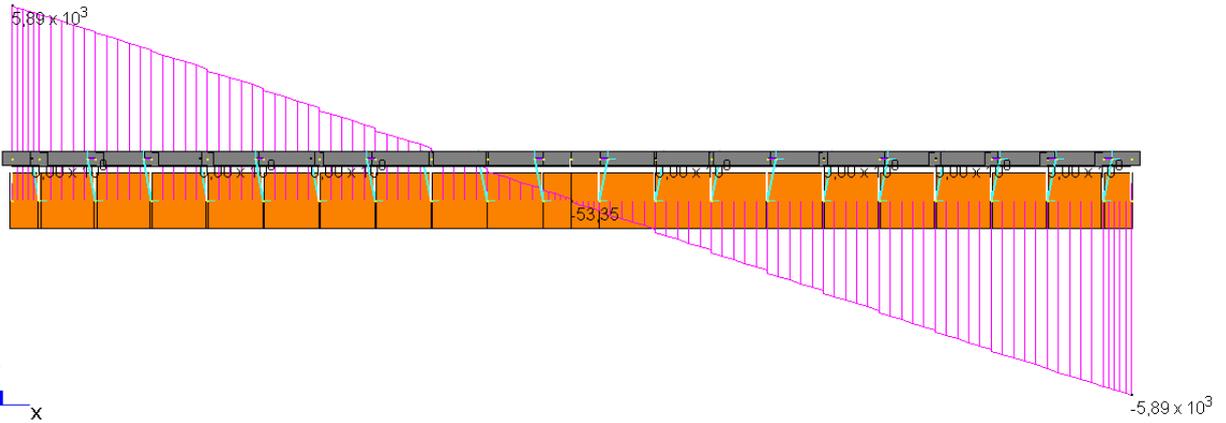


Gesamtspannungen am Balken, K8Z und D,y)

Abb. 65: Materialbeanspruchungen

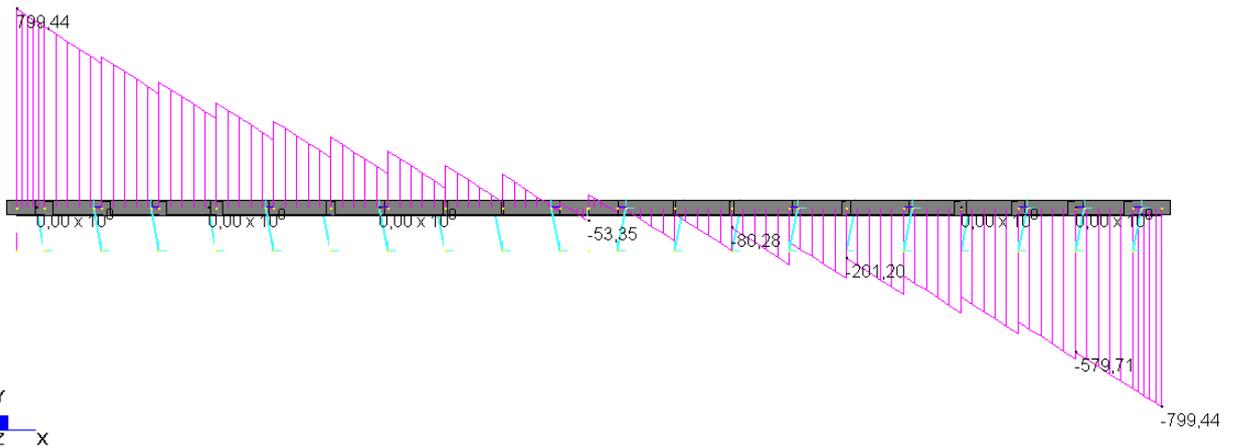
SCHNITT

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



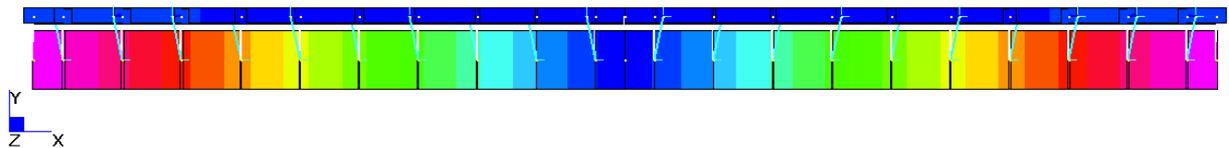
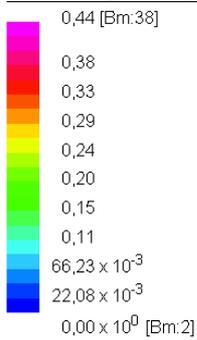
Schneiden Sie auf dem Balken

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



Schnitt an der Innensohle

Max Shearing Stress2 (MPa)



Tangentialspannung

Abb. 66: Schubkraft und Schubspannungen

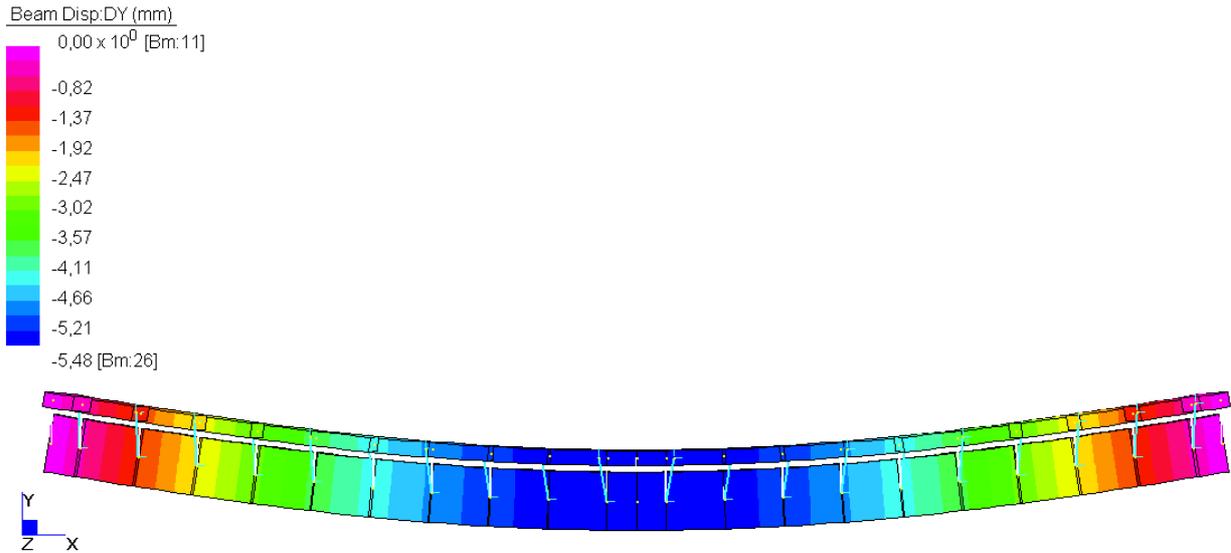


Abb. 67: Verschiebungen entlang y des gemischten Systems. Max-Pfeil in der Mitte

Das vorgestellte numerische Modell kann nun mit den Ergebnissen des analytischen Modells verglichen werden.

	Analytisch	weiblich	Versatz
Pfeil	5,52 mm	5,48 mm	0,7 %
Scrollkraft	27218 Nr	27609 Nr	1,4 %
Konkreter Moment	$6,51 \cdot 10^5 \text{ Nmm}$	$6,29 \cdot 10^5 \text{ Nmm}$	3,5 %
Holzmoment	$1,99 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	$1,97 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	1 %
F-Stecker	5444 Nr	4558 Nr	20%

Aus der Auswertung der Varianz zwischen den Ergebnissen ist ersichtlich, dass das eingeführte numerische Modell gut mit dem analytischen Modell übereinstimmt. Die durch die Verwendung der beiden Modelle verursachten Fehler betragen weniger als ungefähr 3 %, wenn man die Daten ausschließt, die sich auf die letzte Zeile der obigen Tabelle beziehen. Tatsächlich weicht die maximale Kraft auf den Verbinder des numerischen Modells um 20 % von der analytischen ab; vermutlich aufgrund der Tatsache, dass das analytische Modell zu viel Sicherheit zugunsten der Sicherheit liefert, da es die Verformbarkeit der Verbindung nicht berücksichtigt, die die Gleitkraft umverteilt.

Literaturverzeichnis

- [1] TURRINI G. und PIAZZA M., ***Eine statische Wiederherstellungstechnik für Holzböden***, abzurufen **5**, 1983.
- [2] TURRINI G. und PIAZZA M., ***Das statische Verhalten der Holz-Beton-Mischkonstruktion***, abzurufen **6**, 1983.
- [2] TURRINI G. und PIAZZA M., ***Anwendungaspekte von Techniken für den Bau von Holz-Beton-Mischkonstruktionen***, Tagungsband des 1. Kongresses: Holz in der Restaurierung, Holzrestaurierung, Florenz, 1983 (c).
- [4] Piazza M., Tomasi R., Modena R., ***Holzkonstruktionen***, Höpli, 2005.
- [5] Scibilla N., Stahl-Beton-Holz-Beton-Mischkonstruktionen, Dario Flacovio Editore srl, 2002.
- [6] Giuriani E., Frangipane A., ***Holz-Beton-Verbundprofil zur Aussteifung alter Holzbalkendecken***, Universität Trient, Proceedings of the "1st Italian Workshop on Composite Structures", Trento, 17.-18. Juni 1993.
- [7] Capretti S., Ceccotti A., ***Holz-Beton-Verbunddecken: Berechnungsverfahren nach EC5***, L'Edilizia, Nr. 12, S. 747-752, 1992.
- [8] Modena C., Tempesta P., Tempesta F., ***Eine trockene Technik***, The Building Nr. 11-12 S. 22-32, 1997.
- [9] GELFI P., MARINI A., ***Mischböden aus Holz und Beton. Überprüfungsmethoden***, Hausnummer. 153-154, 2008.
- [10] GELFI P., GIURIANI E., ***Einfluss des Plattenträgerschlupfes auf die Durchbiegung von Verbundträgern***, Internationale Zeitschrift für die Restaurierung von Gebäuden und Denkmälern Nr. 9, S. 475-490, 2003.
- [11] GELFI P. – GIURIANI E. – CATTANEO E. – NICHETTI E., Mischträger aus Holz und Beton mit Stiftverbindern, Fakultät für Bauingenieurwesen der Universität Brescia, Italien, Technischer Bericht Nr. 2, 1995

Normative Anforderungen

- (1) Ministerialerlass 14.01.2008 „Technische Normen für das Bauwesen – NTC2008“
- (2) CNR-DT 206/2007 – „Anweisungen für die Planung, Ausführung und Kontrolle von Holzkonstruktionen“
- (3) Eurocode 5, ***Design von Holzkonstruktionen***. UNI ENV 1995-1-1.