

**Bewertung und Beurteilung des Trag- und
Verformungsverhaltens von geklebten
Stahlverbundträgern unter Berücksichtigung der
Dauerfestigkeit der Verbundfuge**

Vom Fachbereich
Bauingenieurwesen
der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität
Kaiserslautern-Landau
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Marcus Kludka-Lempert

aus Prudnik (Neustadt O.S.)

Dekan:	Prof. Dr.-Ing. H. Sadegh-Azar
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Kurz
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. P.L. Geiß
Tag der mündlichen Prüfung:	06.03.2023

Kaiserslautern 2023

(D 386)

Marcus Kludka-Lempert

**Bewertung und Beurteilung des Trag- und
Verformungsverhaltens von geklebten
Stahlverbundträgern unter Berücksichtigung der
Dauerfestigkeit der Verbundfuge**

i. Zusammenfassung

Verbundträger aus Stahlprofilen, die mit der Betonplatte der Decke schubfest verbunden sind, stellen eine besonders wirtschaftliche Bauweise dar. Bei den heute üblichen Bauteilen des Hoch- und Brückenbaus kommen mechanische Verbundmittel zum Einsatz, die zu hohen lokalen Beanspruchungen insbesondere des Betons führen.

Durch den Ersatz dieser mechanischen Verbundmittel durch die Klebtechnik können diese hohen lokalen Beanspruchungsspitzen vermieden werden. Zusätzlich ermöglicht die Klebtechnik neuartige Konstruktionen auch unter Verwendung neuartiger Materialien.

Die Dauerhaftigkeit der Verbindung unter klimatischen und thermischen Einflüssen sowie mechanischer Beanspruchung ist dabei für die Anwendbarkeit der Klebtechnik von entscheidender Bedeutung.

Fehlende Kenntnisse des Langzeitverhaltens von geklebten Verbindungen, insbesondere unter langen andauernden klimatischen Einwirkungen, stehen einer weitgehenden und über die Ausführung von Pilotprojekten hinausgehenden Anwendung struktureller Klebungen im Bauwesen zurzeit entgegen.

Deshalb sollen Erkenntnisse zum dauerhaften Tragverhalten der Verbundfuge zwischen Stahl und Beton unter Beachtung der Eigenspannungszustände in der Klebfuge gewonnen werden. Der Beschreibung des Klebstoffverhaltens und Beachtung der Eigenspannungszustände und der Einflüsse der behinderten Querdehnung kommt dabei eine besondere Bedeutung zu. Bei dieser Bewertung des Trag- und Verformungsverhaltens unter lang andauernden klimatischen Einwirkungen ist auch die Wechselwirkung des Klebstoffs mit den Fügepartnern Stahl und insbesondere Beton zu behandeln, da auch die mechanischen Eigenschaften dieser Substrate maßgebend für das Verhalten der Klebfuge werden können. Insbesondere der Fügepartner Beton mit seiner hohen Alkalität, seinem Wassergehalt und seiner Permeabilität für Feuchte steht dabei im Blickpunkt der Untersuchungen. Durch die Anwendung der Klebtechnik ergibt sich die Möglichkeit, neue Geometrien für Stahlverbundbauteile zu entwickeln, die nicht mehr auf die Randbedingungen der mechanischen Verbundmittel wie Mindestdicken, Mindestbreiten oder minimale Randabstände Rücksicht nehmen müssen.

ii. Abstract

A composite beam is an effective building technique. By combining two construction materials one being concrete, with its high compression strength and the other being steel, with characterize high tensile strength, it is possible to increase the capacity and to decrease the formability compared to regular steel or concrete beams. The shear resistance of such elements is realised by using mechanical components, for example shear studs or concrete dowels. Both components are leading to high local strain in the concrete slab and high local stress in the steel. The use of adhesive technology avoids these high local stress peaks and enables new types of design with the use of novel materials. But the lack of knowledge of the long-term behaviour of bonded joints, especially of long-lasting climatic effects is responsible for the minor use in building structures.

The research aims to investigate the application of adhesive joints as an alternative or supplement to mechanical joints in composite structures. The research objective is to obtain knowledge of the structural behaviour of shear connection between steel and concrete in dependence of the inherent stress condition and material behaviour in the adhesive joint. Especially the concrete, with its high alkaline qualities, high water content and permeability, has influence on the material properties of adhesive and is one of the main research objectives. The effects of ageing of adhesive joints on capacity and deformation are investigated by full scale and small specimens. This way the transferability of small scale test results on large components will be checked as well. The samples will be examined after natural and artificial ageing. The results of the experimental tests are used to calibrate numerical models and first analytic calculation methods. With the new technical expertise, it will be possible to predict the maximum load capacity, the deformation and ductility of aged composite beams with an adhesive connection.

1	Stand der Forschung	7
1.1	Historie der Stahl-Beton-Verbundbauweise	7
1.2	Kopfbolzendübel als Verbundmittel	9
1.3	Betondübel als Verbundmittel	11
1.4	Klebstoff als Verbundmittel	13
1.5	Klebstoffe im Bauwesen	28
1.6	Alterung von Bauteilen	33
1.7	Schlussfolgerung	44
2	Versuche an Kleinproben	45
2.1	Vorbemerkung	45
2.2	Materialeigenschaften der Substrate	45
2.3	Oberflächenvorbehandlung der Fügeiteile	47
2.4	Charakterisierung der Kleinproben	49
2.5	Freibewitterung	54
2.6	Zeitraffende Laboralterung	54
3	Durchführung der Versuche mit Kleinproben und Versuchsergebnisse	56
3.1	Vorbemerkung	56
3.2	Bulkproben	56
3.3	DMTA-Analyse der Klebstoffe	63
3.4	Bestimmung der Prüfgeschwindigkeit	65
3.5	Stahl-Stahl-Proben	70
3.6	Stahl-Beton-Proben	75
3.7	Beton-Beton-Proben	81
4	Versuche mit großmaßstäblichen Verbundträgern	89
4.1	Herstellung der Verbundträger	89
4.2	Dynamische Schwingungsprüfung der Verbundträger	96
4.3	Prüfung der gealterten Verbundträger im Grenzzustand der Tragfähigkeit	102
4.4	Bestimmung des Bruchkriteriums der Verbundträger	114
5	FE-Simulation der experimentell untersuchten Verbundträger	117
5.1	Vorbemerkung	117
5.2	FE-Modellierung	117
5.3	Ergebnisse der FE-Simulation	124
6	Berechnungsmethoden für gealterte Klebfugen	127
6.1	Vorbemerkung	127
6.2	Grundlagen der Verformungsbestimmung von Verbundkonstruktionen mit elastischem Verbund	127

6.3	Last-Verformungsverhalten geklebter Verbundträger _____	132
6.4	Berücksichtigung des plastischen Materialverhaltens der Verbundpartner __	144
7	Zusammenfassung und Ausblick _____	163
8	Literaturverzeichnis _____	166

1 Stand der Forschung

1.1 Historie der Stahl-Beton-Verbundbauweise

Ende des 19. Jahrhunderts revolutionierte die Entdeckung des Stahlbetons das konstruktive Bauwesen. Aufgrund seiner freien geometrischen Formgestaltung, hohen Festigkeit und kostengünstigen Herstellung hat sich Stahlbeton als meist verbauter Werkstoffverbund etabliert. Alternativ zu den konventionellen Rundstählen kamen bis 1932 verstärkt auch ganze Stahlprofile als vermeintlich angenommene Zugsbewehrung in Betontragkonstruktionen zum Einsatz. Die biegesteifen Stahlträger dienten dabei während der Herstellung als Schalungshilfen und wurden entweder zum Teil oder über die gesamte Höhe mit Ortbeton vergossen. Koenen war einer der Ersten, der die Problematik der fehlenden Schubübertragung zwischen den einbetonierten Stahlträgern und dem ausgehärteten Ortbeton erkannte (Koenen 1905). Trotz aufwendiger und intensiver Forschung konnte aber kein Modell zur Beschreibung des Verbundmechanismus zwischen Stahlträgeroberfläche und Betonquerschnitt entwickelt werden. Hinsichtlich dieses fehlenden Modells schrieb die DIN 1045 im Jahr 1932 vor, dass Stahlprofile, deren Steghöhe einen hohen Anteil der Bauteilhöhe ausmacht, nicht als Zugsbewehrung angesehen werden dürfen. Beauftragt vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton führte Grüning erste Schwingversuche zur Bestimmung und Beurteilung des Haftverbundes von einbetonierten Stahlträgern in Tragstrukturen durch (Grüning 1937). Gegründet auf umfangreichen Versuchsserien mit diversen einbetonierten Stahlträgern im Schwingversuch wurde von Grüning die Bedingung vorgegeben, dass die Verbundwirkung bei der Berechnung in Hinblick auf die Dauerstandfestigkeit nicht berücksichtigt werden darf. Die Forschungsergebnisse wurden dennoch in die DIN 1045 aufgenommen. Die von Grüning und Maier-Leibnitz auf Experimenten beruhende Regelung besagt, dass die Verbundwirkung zwischen Stahlträger und Betonquerschnitt berücksichtigt werden kann, wenn die Stahlträger, deren Steghöhe einen hohen Anteil an der Bauteilhöhe haben, die Belastung allein, ohne Mitwirkung des umgebenden Betons, abtragen können (Maier-Leibnitz 1941).

Mit der Veröffentlichung von Dischinger über seine Untersuchung zur analytischen Beschreibung des Kriech- und Schwindverhaltens von Beton in den 1930er Jahren verlor der Forschungsdrang hinsichtlich eines Modells zur Beschreibung des Haftverbundes zusehends an Bedeutung (Dischinger 1937) (Dischinger 1939). Auf Basis der „Alterungstheorie“ nach Dischinger wurden zahlreiche Untersuchungen zur analytischen Beschreibung des Einflusses des zeitabhängigen Betonverhaltens auf Verbundkonstruktionen durchgeführt. Durch das Kriech- und Schwindverhalten des zeitabhängigen Betonverhaltens wird bei der Querschnittsberechnung ein Eigenspannungszustand hervorgerufen, der sich durch plastische Verformungen abbaut und lediglich bei der Verformungsberechnung berücksichtigt wird. Der ungünstige Einfluss des zeitabhängigen Betonverhaltens auf die Haftverbindung und die damit einhergehende Unsicherheit von einbetonierten Stahlverbundträgern erhöhte den Druck auf die Entwicklung eines mechanischen Verbundmittels.

Die Fachliteratur beinhaltet die Versuchsergebnisse von Slack, der in den USA Rundstahlanker zur Verbundwirkung zwischen einer Stahlbetonfahrbahn und fünf Längsträgern verwendet hat (Verbund-Bauweise 1950). Wapenhans bezeichnete in

seiner Veröffentlichung zur Entwicklung des Stahlverbundbaus diese Brückenkonstruktion in Verbundbauweise als ersten Stahlverbundträger, der nach heutigen Standards ausgeführt wurde (Wapenhans 1993).

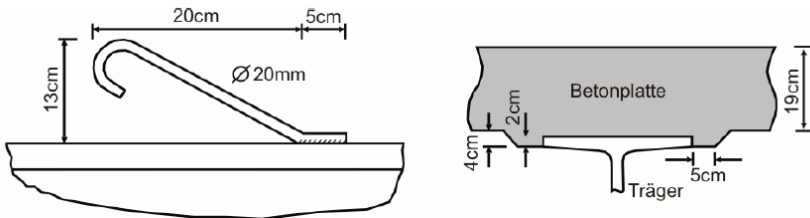


Abbildung 1-1 Rundstahlanker zur Verbindung einer Stahlbetonfahrbahn

Der optimale Einsatz der Materialeigenschaften der Werkstoffe Stahl und Beton stellte leistungsfähige Alternativen und Lösungsansätze zu reinen Beton- oder Stahlkonstruktionen dar. Insbesondere in Industrie und Brückenbau traten immer mehr Verbundkonstruktionen in Erscheinung. Dabei setzte diese Bauart eine Sicherstellung der Verbundwirkung unter statischen sowie dynamischen Belastungen voraus. Bis in die 1970er Jahre wurden Verbundträger mit arbeitsaufwendigen Blockdübeln oder Schlaufenankern hergestellt. Neben der nicht wirtschaftlichen Herstellung finden derartige Verbundmittel aufgrund der geringen Duktilität und somit fehlenden plastischen Systemreserven in modernen Verbundkonstruktionen keine Verwendung mehr. Mit seiner stetigen und immer voranschreitenden Entwicklung hat sich der Kopfbolzendübel dank seiner wirtschaftlichen Schweißtechnik, der unkomplizierten Herstellung und dem günstigen Tragverhalten im Verbundbau etabliert und ist neben Dübelleisten das meistverwendete Verbundmittel.

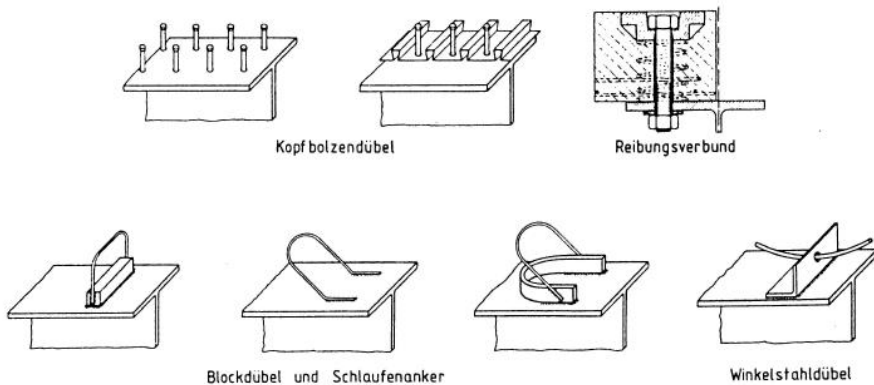


Abbildung 1-2 Verbundmittelarten

1.2 Kopfbolzendübel als Verbundmittel

Das Tragverhalten eines Kopfbolzendübels beruht auf der Wechselwirkung des Bolzenmaterials, der Festigkeit des den Bolzen umgebenden Betons sowie den geometrischen Eigenschaften des Dübels, wobei hier neben der Länge und dem Durchmesser des Dübelschaftes auch die Schweißwulst und der Dübelkopf wesentliche tragende Aspekte besitzen. Das wohl am bekannteste Tragmodell beruht auf den Untersuchungen von Lungershausen (Lungershausen 1988). Im Wesentlichen lässt sich das modellhafte Tragverhalten eines Kopfbolzens in vier Traganteile aufteilen, die sich hinsichtlich der Relativverschiebung zwischen Stahl und Betonquerschnitt (auch Schlupf genannt) und der Schubkraftübertragung T unterscheiden. Bei geringem Schlupf stützt sich die Betondruckstrebe in Traganteil A an der Schweißwulst des Bolzens ab. Mit zunehmender Beanspruchung und Erhöhung der Betonpressung wird der Kopfbolzenschaft durch eine Biegung beansprucht, woraus die charakteristischen plastischen Verformungen des unteren Dübelschaftsbereichs resultieren (Traganteil B). Die Verformungsbehinderung des Dübelkopfes als Folge einer Einspannung in den umliegenden Beton führt zu Zugkräften im Dübelschaft, die im Gleichgewicht mit Druckkräften im Beton unter dem Dübelkopf stehen. Die Wechselwirkung und lokale Gleichgewichtsbeziehung charakterisiert den Traganteil C. Mit stetiger Steigerung der Beanspruchung stützt sich die lastabgewandte Seite des Dübelkopfes stärker im Beton ab. Die daraus resultierende Reibung zwischen Betondruckkegel und Flanschoberfläche erzeugt den vierten Traganteil D. Für eine detaillierte Beschreibung des Modells der Lastübertragung eines Kopfbolzendübels in einer Vollbetondecke wird auf die Veröffentlichungen von Lungershausen und Jenisch verwiesen.

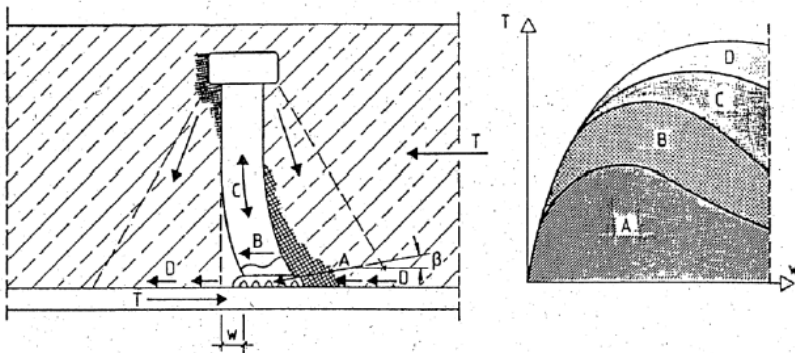


Abbildung 1-3 Tragverhalten eines Kopfbolzendübels nach Lungershausen 1988

In Hinblick auf die Betriebsfestigkeit wird die Lebensdauer von Kopfbolzendübeln in Betonplatten im Wesentlichen von der Höhe der Lastamplitude und der Schwingbreite beeinflusst. Durch typische Ermüdungsbeanspruchungen im vorwiegend elastischen Bereich werden die Beanspruchungen aus Traganteil A und B aktiviert. Eine durch eine Schwindung angeregte Kopfbolzenverbindung führt mit sich wiederholender Beanspruchung zu einer Schädigung des Betons am Dübelfuß, die eine erhöhte Biegebeanspruchung des Dübelschaftes mit sich bringt. Der Anstieg der

Biegebeanspruchung und die zeitabhängige zyklische Belastungsänderung erzeugen die maßgebende Kerbwirkung am Dübelfuß, durch die ein Risswachstum in der Schweißwulst erfolgt, das sich horizontal entlang der Wärmeeinflusszone im Gurtblech ausweitet.

In den 1980er und 1990er Jahren wurde eine Vielzahl von Veröffentlichungen zum Tragverhalten einbetonierter Kopfbolzendübel im Abscherversuch durchgeführt und statistisch ausgewertet (Roik, Hanswille und Cunze-O.Lanne 1988) (Stark und Van Hove 1991) (Oehlers 1980) (Oehlers 1981). Die Ergebnisse und abgeleiteten Bemessungsregeln wurden in den Entwurf des Eurocodes 4 übernommen (prEN 1994 1-1 2003). Geregelt wurden neben der Tragfähigkeit der Verbundmittel auch der Mindestverdübelungsgrad und der Dübelabstand. Durch plastische Umlagerungen in der Verbundfuge als Folge nicht konstanter Längsschubkräfte stellt die Herstellung von Verbundträgern mit konstant angeordnetem Bolzenabstand eine wirtschaftliche Lösung dar. Insbesondere bei teilverdübelt Verbundquerschnitten, bei denen die Verbundmittel nur einen planmäßigen Anteil der Schubkräfte übertragen, treten ausgeprägte Umlagerungen auf. Um Beschädigungen der Verbundfuge und des Verbundträgers durch eine Übertragung der Umlagerungen zu vermeiden, müssen die Verbundmittel duktil sein. Die Gewährleistung der Duktilität von Verbundmitteln ist im Eurocode 1994 geregelt und definiert die mechanischen Anforderungen der Verbundmittel selbst sowie die Einhaltung des Mindestverdübelungsgrades, der von der Spannweite und der äußeren Belastung abhängt. Gemäß der Definition des Eurocodes, die auf Untersuchungen von Roik basiert, kann ein Verbundmittel als duktil eingestuft werden, wenn die Relativverformung zwischen zwei Verbundpartnern mindestens 6 mm beträgt (Roik, Hanswille und Cunze-O.Lanne 1988).

Neben den umfassenden Angaben zu Kopfbolzenverbindungen sind weitere Regelungen zum Umgang mit anderen Verbundmitteln wie Blockdübel und Schlaufendübel im Eurocode 1994 aufgeführt. Alternative Ausführungen oder eine Verwendung geometrischer Verbundmittel, die von der Norm abweichen, obliegen einer Zustimmung im Einzelfall oder einer bauaufsichtlichen Zulassung.

1.3 Betondübel als Verbundmittel

Eine weitere Alternative zu den etablierten Kopfbolzendübeln stellt die Verwendung von Betondübeln zur Übertragung von Längsschubkräften dar. Als Betondübel wird ein Stahlblech mit geometrisch gestalteten Ausnehmungen bezeichnet, die mit einer Bewehrung in den Betongurt einbinden. In Kombination eines mehrachsialen Spannungszustandes des Betons mit dem Scherwiderstand des eingebundenen Stahlquerschnittes wird die Übertragung der Längsschubkräfte gewährleistet. Die Entwicklung dieser Verbundbautechnik erfolgte zu Beginn der 1990er Jahre in Form der „Perfobondleiste“, die von Leonhardt, Andra und Harre entwickelt und darauf aufbauend von Brendel zur „Kombi-Verdübelung“ weiterentwickelt wurde.

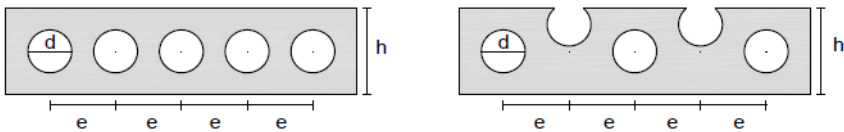


Abbildung 1-4 Dübelleisten aus Reitz 2003

Unterschiede der beiden Varianten bestehen vorwiegend in der geometrischen Gestaltung. Während bei der Perfobondleiste eine geschlossene Kreisform in ein Blech eingeschnitten wird, weist die Kombiverdübelung eine offene, tropfenähnliche Aussparung im Blech auf. Bei der baulichen Zulassung der Perfobondleiste, die als zusätzliches Blech auf einen Oberflansch angeschweißt wird, sind die zwei Kreisdurchmesser von 35 mm und 40 mm zugelassen. Die tropfenförmigen Kombiverdübelung hingegen ist auf einen maximalen Durchmesser von 100 mm beschränkt und kann in Form einer aufgeschweißten Dübelleiste oder direkt in das Stegblech eines oberflanschlosen Stahlträgers eingeschnitten werden. Das Heraustrennen bzw. Zuschneiden der Aussparungen kann durch Brennschneiden oder alternativ durch Stanzen erfolgen. Besonders durch das Stanzen kann die kosteneffiziente Herstellung bauwirtschaftlich mit der serienmäßigen Produktion von Kopfbolzendübeln konkurrieren. Bereits in ersten Dauerschwingversuchen konnte ein gutes Tragverhalten hinsichtlich der Ermüdung festgestellt werden. Dieses gutmütige Ermüdungsverhalten kann konstruktiv verbessert werden, indem die Öffnungen direkt in die Stegbleche von Stahlträgern angeordnet werden. Durch den Wegfall einer Kerbwirkung durch die zusätzliche aufgeschweißte Dübelleiste kann das Tragverhalten hinsichtlich der Dauerfestigkeit gesteigert werden.

Das Trag- und Verformungsverhalten unter Berücksichtigung einer ausreichenden Duktilität wurde in zahlreichen Veröffentlichungen und experimentellen Untersuchungen belegt. Hervorzuheben sind die Forschungsergebnisse von Wurzer, Zapfe und Hegger, die anhand zahlreicher experimenteller Versuchsergebnisse erste baupraktische Bemessungskonzepte für unterschiedliche Betondübelgeometrien entwickelt haben (Wurzer 1997) (Zapfe 2001). Auf Grundlage dieser Bemessungskonzepte wurden im Rahmen von Folgeprojekten die Form sowie der Ausnutzungsgrad unter Berücksichtigung der lokalen Beanspruchungen eines Betondübels optimiert. Dabei wurden zusätzlich zu dem Schub wirkende Biegebeanspruchungen in einem Stahlzahn berücksichtigt (Hauke und Gündel 2007) (Feldmann, Hegger, et al. 2007).

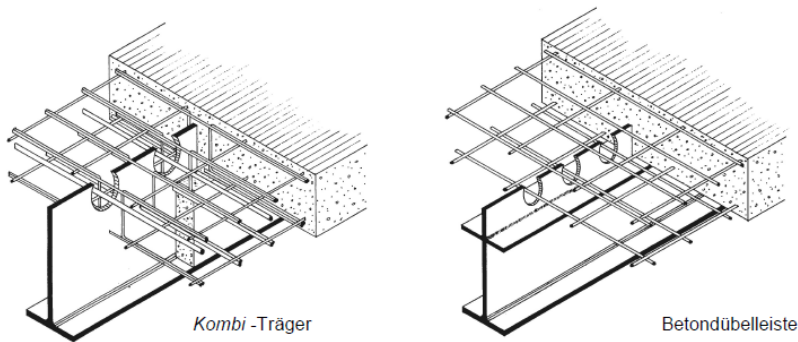


Abbildung 1-5 Betondübelverbundträger aus Zapfe

Neben den bis hierher erwähnten mechanischen etablierten Verbundmitteln wie Kopfbolzendübeln und Betondübeln wurde nach weiteren Alternativen mit anderen technologischen Verbundwirkungen geforscht, um die Schubübertragung zwischen Stahlträger und Betonplatte zu gewährleisten. Angeregt von der Tier- und Pflanzenwelt sowie dem immer stärkeren Einfluss anderer Industriezweige, wie etwa dem Automobilbau und der Flugzeugtechnik, bot sich industriell hergestellter Klebstoff als ein mögliches Verbindungsmittel an, das die Herstellung von Verbundkonstruktionen revolutionieren könnte.

1.4 Klebstoff als Verbundmittel

1.4.1 Die Geschichte der Klebtechnik und der Klebstoffe

Seit Beginn der Evolution ist die Klebtechnik eine vielfältig genutzte Verbindungsart der Natur. Der Ursprung kann dabei auf vor über 3 Mrd. Jahren zurückdatiert werden, als erste Urzellen durch eine klebrige Außenhülle die Fähigkeit erwarben sich zu ersten Klumpen und Kolonien zu verbinden. Im Lauf der Geschichte machten sich viele Arten von Lebewesen, wie Muscheln und Schalentiere die Klebtechnik zu Nutze um auf verschiedensten Untergründen haften zu bleiben. Weiterhin entwickelten Spinnen Drüsen mit deren Hilfe sie Netz webten in denen ihre Beute kleben blieb. Bienen sowie Vögel verarbeiteten erste „geklebte“ Verbindungen aus Wachs und schufen so Wohn- und Überlebensraum ihrer Art.

Die von Menschen angewendete Klebtechnik kann Ausgrabungen zu folge auf vor 80.000 Jahren datiert werden. Funde alter mit Kollagen beschichteten Gefäße lassen den Schluss zu, dass die Menschen zu jener Zeit mit dem Handwerk von Dichtmassen vertraut waren.

Im Verlauf der Menschheitsgeschichte wurden weitere Erkenntnisse mit dem Umgang von natürlichen Rohstoffen gewonnen. Es wurden verschiedene Komponenten, wie Lehm und Stroh, zu neuen Baustoffen kombiniert, mit deren Hilfe erste Gebäude von Menschenhand entstanden. Die Vorteile einer Kombination bzw. Verbindung zweier unterschiedlicher Rohstoffe wurde in späteren Epochen und Zeitaltern unserer Vorfahren genutzt, um das Überleben zu gewährleisten und zu erleichtern. Funde aus der Steinzeit belegen, dass sich die Menschen vor 8.000 Jahren zum Beispiel auf die Herstellung von Birkenpech verstanden, mit dem sie Holz und Stein fest zu einfachsten Werkzeugen und Waffen verbunden haben. Dabei wurden Knochen- oder Steinsplitter mit Holzstangen und Schäften verklebt, die bei fortgeschrittenen Jagdkulturen Gebrauch fanden. (Kleben/Klebstoffe 2001) (Palmer 2007)



Abbildung 1-6 Pfeile mit Birkenpech (links), Birkenpech (rechts) (Mösching)

Durch Auskochen von tierischen Bestandteilen, die für den Verzehr ungeeignet waren, wie Häute und Knochen, wurden erste Leime hergestellt. Analog dazu wurden Pflanzen zur Herstellung von „Kleister“ ausgekocht und weiterverwertet. Die erste bewusste Herstellung von Klebstoffen wird dem Volk der Sumerer zugesprochen, die durch Kochen von Tierhäuten eine Art Glutinleim herstellten. Das Volk der Hellenen hingegen beruhte auf Ihrer Legende, dass das große griechische Genie Dädalus, der Erbauer des Labyrinths von Kreta und Vater von Ikarus, der Erfinder von Leim

gewesen sei (Mösching). Unabhängig von dieser Behauptung war der Beruf eines Leimsieders „Kellepsos“ des antiken Griechenlands wohl bekannt und das Wort „Kolla“ (zu Deutsch: Leim), findet noch heutzutage Gebrauch. Der antike Römer bezeichnete Leim als „Glutinum“ (Naturklebstoffe).

Zeugnisse über das Verkleben von Holz mit Fisch- oder Knochenleim gab es ebenfalls bei den antiken Ägyptern. Die damaligen Baumeister nutzten Caseinleime zur Herstellung von Holzkonstruktionen, deren Klebstoffrohstoff auf Collagenen tierischer Herkunft basierten. Dieses Verfahren der simplen Leimherstellung wurde von den Ägyptern um 1500 v. Chr. praktiziert, was anhand noch intakter archäologischer Fundstücke sowie Inschriften in Tempelanlagen belegt werden kann.



Abbildung 1-7 Grabbeigabe des ägyptischen Königs Tut-Anch-Amum (Baumann 1967)

Neben Knochen- und Hautleim nutzten andere Kulturen wie die Azteken des amerikanischen Kontinentes im 14. Jahrhundert auf Blutalbumin beruhende Klebverbindungen. Durch Untermischen von Tierblut unter den Zement stellten sie zum Beispiel die elliptischen Bögen ihrer Bauten her.

Als der Buchdruck im 15. Jahrhundert die Verbreitung von Schriftsammlungen revolutionierte, gewannen Klebstoffe als Verbundmittel zur Herstellung von Büchern in Europa immer mehr an Bedeutung. Aufgrund der hohen Nachfrage und steigender Nutzung von Leimen eröffnete im Jahr 1690 n. Chr. die erste Leimfabrik in den Niederlanden (Kleben/Klebstoffe 2001).

Bis zum 20ten Jahrhundert bestanden Klebstoffe vorwiegend aus tierischen und pflanzlichen Produkten bzw. Bestandteilen. Die wichtigsten Vertreter hierbei waren Knochen-, Haut- und Fischleim.

Der Knochenleim fand und findet heute noch Verwendung in der Holzverleimung. Durch glashartes Austrocknen der Klebfuge weist der Leim eine wesentlich höhere Festigkeit als das zu verbindende Material auf. Knochenleim wird vorzugsweise auch im Musikinstrumentenbau genutzt, da die Schallwellen aufgrund seiner Härte und Festigkeit gut übertragen werden. Ein weiterer positiver Aspekt ist die Reversibilität. Durch müheloses Lösen der Klebverbindungen können Bauteile und Baugruppen ohne Beschädigungen voneinander getrennt werden (Pawlek 1983).

Hautleim hat im Gegensatz zu Knochenleim eine hellere Farbe und ist elastischer. Insbesondere in der Buchbindung und Restauration von alten Werken fand und findet er Anwendung. Auch beim Bau von Jagd- und Sportbögen wurden Hautleime verwendet. Erste Briefmarken wurden mit einer Mischung aus Hautleim und Zucker versehen, die durch Speichel benetzt auf einem Briefumschlag angebracht wurden. Das elastische Verhalten von Hautleim dient pur oder verdünnt aufgetragen als eine gute Grundierung von Leinwänden oder für Holz (Glutinleim).

Der aus Haut und Gräten von Fischen hergestellte Fischleim wird aufgrund seiner guten Eigenschaften als Bindemittel für verschiedene Farben verwendet. Da Fischprotein die Eigenschaft besitzt auch bei niedrigen Temperaturen nicht fest zu werden, ist ein Erwärmen vor der Verarbeitung nicht notwendig. Aufgrund der Reversibilität und kalten Verarbeitbarkeit wird dieser Leim gerne zum Restaurieren von Möbeln und Kunstwerken verwendet (Sponsel, Wallenfang und Waldau 2000).

Neben diesen drei Hauptleimen wurden Klebstoffe auch auf Basis von weiteren natürlichen Rohstoffen wie Blut, Algen und Harzen hergestellt.

1909 wurde die Klebtechnik revolutioniert, als der Chemiker Leo Hendrik Baekeland sein Patent zur Phenolharz-Härtung anmeldete (Brück 2008). Phenolharze sind das Resultat von hochkomplizierten Reaktionen zwischen Phenol und Formaldehyd, die während einer Kondensation hochmolekular dreidimensional vernetzte Strukturen bilden (Brück 2008) (Schrod 2002).

Fünf Jahre danach im Jahre 1914 wurde ein weiteres wichtiges Patent zur Herstellung von Polyvinylacetat von den Chemikern Victor Rollett und Fritz Klatte angemeldet (Brück 2008). Polyvinylacetat ist bis heute in der Klebtechnik das meistverwendete synthetische Produkt und zeichnet sich durch gute Klebekraft und gutes Bindevormögen aus. Bis heute ist Polvinylacetat überwiegend in Verbindung mit Füllstoffen wie Kreide, Talkum und anorganischen Farbpigmenten vorzufinden und hat sich insbesondere in der Textil- und Schuhindustrie bewehrt. Weiterhin wurde Polyvinylacetat durch stetige Weiterentwicklung für die Herstellung von Innen- und Außenanstrichen genutzt.

Im Jahre 1932 gelang es schließlich dem gelernten Apotheker und Inhaber einer chemischen Fabrik in Bühl nach langer Entwicklung und Freude am Experimentieren den ersten durchsichtigen Kunstharz-Klebstoff der Welt zu entwickeln (Brück 2008). Sein von ihm unter den Namen „UHU“ vermarkteter „Alleskleber“ konnte schnell und dauerhaft eine Vielzahl von Materialien, unter anderem Leder, Pappe, Porzellan und Kunststoffen einfach miteinander verbinden. Das Marketing und die Anwendung des UHU-Klebstoffes erreichten im Jahr 1936 beim Bau des berühmten und größten Luftschiffes aller Zeiten, der Hindenburg, ihren Höhepunkt. Die als Leichtbauweise ausgeführte Holzkonstruktion des Korpus wurde mit UHU-Klebstoff zusammengebaut und bot neben guten Haftbedingungen eine Gewichtersparnis in Gegensatz zu konventionellen mechanischen Verbundmitteln wie Schrauben oder Nieten (Stuff 2009).

Weiterhin wurde Klebstoff unter verschiedenen Markennamen vertrieben. So auch im Jahre 1935 als im Reichspatentamt in Berlin der Kautschuk Klebefilm angemeldet wurde. Der Name des transparenten Klebebands wurde unter dem Namen „Tesa“

eingetragen und ist noch heute ein vielseitig genutztes Produkt im privaten sowie beruflichen Alltag (Brück 2008).

In den 1930er Jahren ersetzten die damals neu entdeckten Carboxymethyl und Methylcellulose die ursprünglichen Leime – diese werden noch heute als Tapezier- und Malerleime verwendet. Kurz danach folgten die Stoffe Harnstoff, Melanin, Phenolharze. Weitere Fortschritte brachten die Entdeckungen von Polychlorbutadien und die patentierte Polyurethanverbindung der Firma Bayer (Kleben/Klebstoffe 2001).

Eine weitere bekannte Marke wurde im Jahre 1953 vom Chemieprofessor Vernon Krieble am Trinity College in den USA entwickelt (Brück 2008). Dieser anaerobe Klebstoff wurde nach seiner Entwicklung ab dem Jahr 1956 unter dem Namen „Loctite“ vermarktet. Allgemein ist das Wort „anaerob“ wörtlich „ohne Luft“ zu übersetzen, was eine Grundvoraussetzung für das Aushärten des Klebstoffes ist. Neben Luftausschluss benötigt der Klebstoff zum Aushärten eine weitere Voraussetzung: Kontakt zu Metallionen (ThreeBond Europe).



Abbildung 1-8 Aushärtung eines anaeroben Klebstoffes (ThreeBond Europe)

Die Entwicklung der Klebstoffe und Anzahl der Klebstoffarten nahm im letzten Jahrhundert exponentiell zu. Insgesamt sind mehr als 1500 Hersteller weltweit vertreten, die gemeinsam den Markt mit über 30.000 verschiedenen Klebstoffen bedienen.

1.4.2 Klebstoffarten

Klebstoffe werden meist nach zwei Hauptkriterien, der Art der chemischen Basis und der Art des Abbindemechanismus, unterschieden. Bei der chemischen Basis wird zwischen organischen und anorganischen Verbindungen unterschieden. Dabei bildet die Gruppe der organischen Verbindungen, die meist auf einer künstlichen Basis bestehen, den bedeutend größeren Anteil (Habenicht 2012).

Der Vorteil der organischen Klebstoffe auf künstlicher Basis besteht dabei in einem höheren Wert bei der Klebefestigkeit und der Alterungsbeständigkeit. Außerdem können Klebstoffe auf organischer Basis bei geringeren Temperaturen besser verarbeitet werden als Klebstoffe auf anorganischer Basis.

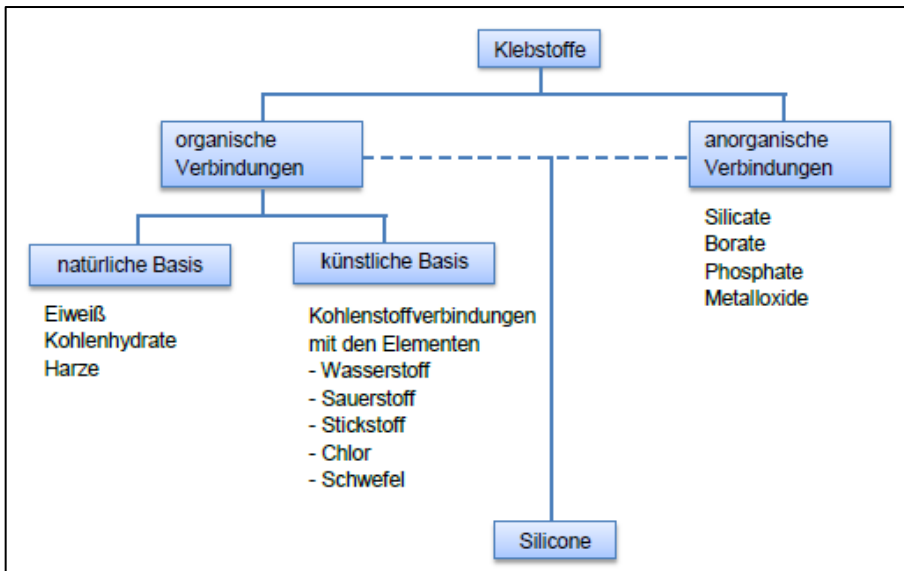


Abbildung 1-9: Einordnung der Klebstoffe nach ihrer chemischen Basis (Habenicht 2012)

Beim Abbindemechanismus wird zwischen chemisch und physikalisch abbindenden Klebstoffen unterschieden. Zusätzlich sind noch die reaktiven Schmelzklebstoffe zu nennen, die eine Kombination aus beiden Abbindemechanismen bilden. „Bei den chemisch reagierenden Systemen liegen reaktionsbereite Monomer- bzw. Prepolymermoleküle gleicher oder verschiedener Art vor, die [...] in der Klebefuge zu der polymeren Klebschicht reagieren“ (Habenicht 2012). Die chemisch reagierenden Klebstoffe bestehen meist aus zwei Reaktionspartnern, die zum Einleiten des Abbindens miteinander vermischt werden. Diese Klebstoffe werden auch als Zwei-Komponenten-Klebstoffe bezeichnet. „Physikalisch abbindende Systeme bestehen bereits aus Polymerverbindungen, die über Lösungsmittelsysteme oder erhöhte Temperaturen in einen benetzungsfähigen Zustand gebracht werden.“ (Habenicht 2012)

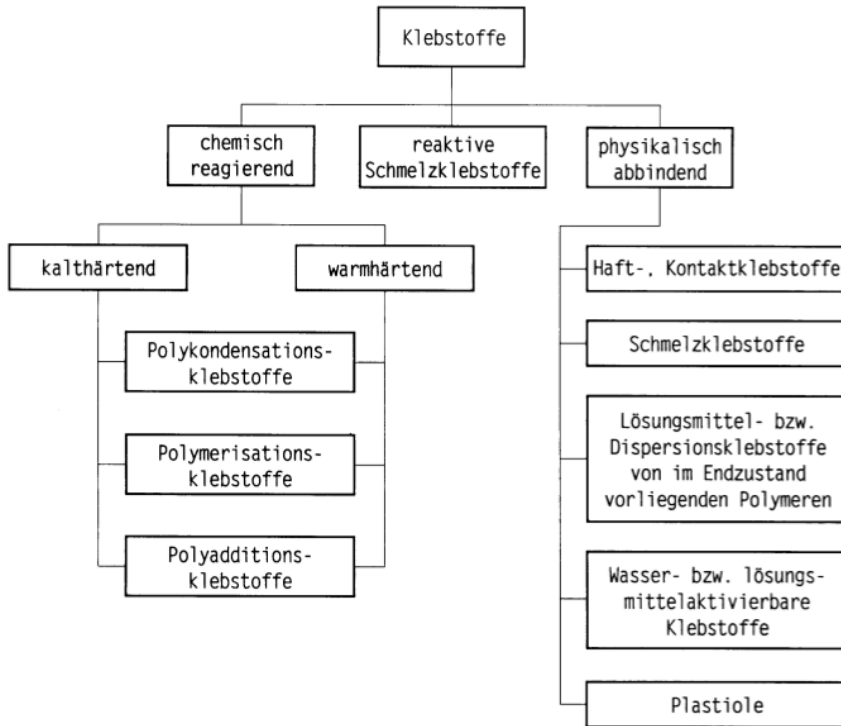


Abbildung 1-10: Unterteilung der Klebstoffe nach Art des Abbindemechanismus

Physikalisch abbindende Klebstoffe zeichnen sich vorwiegend dadurch aus, dass sich ihre chemische Struktur während der Abbindung nicht verändert. Die Verfestigung des meist flüssigen Klebstoffes erfolgt durch Verdunstung von Lösungsmitteln, durch Wärme und wird in vier Unterkategorien unterteilt:

1. Nassklebstoffe

Nassklebstoffe werden direkt auf die zu fügenden Oberflächen aufgetragen und miteinander verpresst. Durch eine Verdunstung des Lösungsmittels des flüssigen Klebstoffes tritt die Erhärtung ein. Als Beispiele eines Nassklebstoffes wären Leime und Cementite zu nennen.

2. Kontaktklebstoffe

Kontaktklebstoffe werden analog zu Nassklebstoffen auf die Oberflächen der zu klebenden Substrate aufgetragen und abgelüftet. Anschließend werden die benetzten Oberflächen unter einem hohen Druck zusammengepresst. Die Aushärtung erfolgt sehr rasch und wird vorzugsweise bei der Herstellung von Textilien, Leder und Gummi verwendet.

3. Schmelzklebstoffe

Wie es dem Namen zu entnehmen ist, handelt es sich bei dieser Untergruppe um Klebstoffe, die durch Temperatureinwirkung zum Schmelzen gebracht werden und nach dem Abkühlvorgang wieder erhärten. Schmelzklebstoffe sind frei von Lösungsmitteln und Mischvorgängen.

4. Haftklebstoff

Charakteristisch für diese Art von Klebstoff ist, dass er nicht aushärtet. Der im allgemeinen Sprachgebrauch bekannte Tesa-Filmstreifen und der Post-it-Zettel sind Vertreter und Anwendungsbeispiele für Haftklebstoffe.

5. Chemisch reagierende Klebstoffe

Die chemisch reagierenden Klebstoffe sind heutzutage am häufigsten vertreten und bilden als Gruppe der Reaktions-Klebstoffe den Großteil aller Klebstoffe. Die Aushärtung dieser Klebstoffsysteme tritt durch eine chemische Reaktion ein, bei der die Komponenten nach dem Kontakt unverzüglich miteinander reagieren. Der Aushärteprozess dieser Klebstoffreaktion kann von der Temperatur, der Zeit und dem Druck beeinflusst werden.

Die Reaktionsklebstoffe können bei kalter oder warmer Umgebungstemperatur aushärten (abhängig vom Klebstoffsystem) und werden je nach Bestandteilen in Ein- oder Zwei-Komponenten-Klebstoffe eingeteilt. Ein-Komponenten-Klebstoffe bestehen dabei aus einem gebrauchsfertigen Harz, das durch Energiezufuhr, z. B. durch Temperatur oder Druck, zum Härten gebracht wird. Im Gegensatz dazu besteht das Zwei-Komponentensystem aus einem separaten Harz und einem Härter, die zum Abbinden in einem bestimmten Mischungsverhältnis miteinander gemischt werden müssen.

Chemisch reagierende Klebstoffe vernetzen aus niedrigpolymeren Verbindungen oder aus Monomeren zu hochpolymeren. Die meisten chemisch reagierenden Klebstoffe bestehen aus einzelnen Monomeren, die durch eine chemische Reaktion zweier reaktionsfähiger Monomere oder funktioneller Gruppen ein Polymer bilden.

Polymere können aus einem oder mehreren Monomeren bestehen und werden auch als Makromoleküle bezeichnet. Charakteristisch für die Makromoleküle ist die vielfache Wiederholung von Monomeren (Grundmolekülen). Besteht dabei das Grundmolekül aus mehreren unterschiedlichen Monomeren, wird das resultierende Polymer als Copolymer bezeichnet. Im Gegensatz dazu besteht ein Prepolymer nur aus einer begrenzten Anzahl von Monomeren.

Die Reaktionen, die zur Zusammensetzung von Polymeren führen, werden wie folgt unterschieden:

- Polymerisation: Durch den Einfluss von Katalysatoren, Initiatoren sowie äußere Energieeinbringung in Form von UV-Strahlung bzw. Wärmezufuhr reagieren die Monomere zu einem Makromolekül.

- Polykondensation: Die Polymere bilden sich durch eine Reaktion von Monomermolekülen unter einer Abspaltung von niedermolekularen Verbindungen, wie z. B. Wasser oder Alkohol (Bergmeister 2001). Zu dieser Gruppe zählen unter anderen Sekundenklebstoffe (Cyanacrylate), anaerob härtende Klebstoffe und Phenolformaldehydharze.
- Polyaddition: Durch die Ankettung und Anlagerung verschiedener Monomere infolge einer chemischen Reaktion binden die Monomere zu einem Makromolekül ab.
Diese Klebstoffe bestehen meist aus zwei oder mehr Komponenten, die in einem exakten Verhältnis mechanisch miteinander vermischt werden. Die häufigsten Vertreter sind Polyurethan- und Epoxidharzklebstoffe.

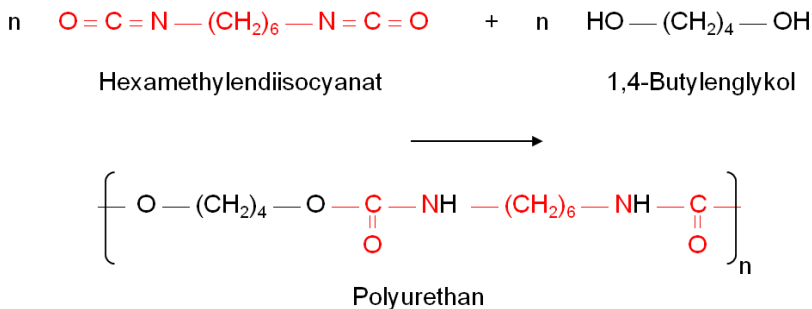


Abbildung 1-11 Bildung von Polyurethanen (Kleben/Klebstoffe 2001)

1.4.3 Theoretische Grundlagen von Klebstoffverbindungen

1.4.3.1 Grundlagen einer Klebung

Die gesamte Verbundwirkung von Klebstoffsystemen wird durch Bindekräfte ausgeführt, die sich aus Adhäsion und Kohäsion zusammensetzen.

- Die Adhäsion wirkt an der Grenzschicht zwischen Füge teil und Klebstoff (Haftung).
- Die Kohäsion wirkt im Innern der Klebschicht bzw. des Füge teils (innere Festigkeit der Werkstoffe).

Für eine leistungsfähige Verklebung sollte das Verhältnis der Adhäsions- und Kohäsionskräfte möglichst ausgewogen sein. Die Qualität einer Klebverbindung wird vorwiegend von der Klebstoffverarbeitung, der Oberflächenvorbehandlung der Füge teile und dem Langzeitverhalten des Klebstoffes beeinflusst. Da bei Klebstoff im linear elastischen Bereich sich die aufnehmbare Kraft proportional zur Verformung verhält, sollte die Klebschichtdicke in der Theorie keinen Einfluss auf den Verschiebungswinkel γ nehmen. Jedoch wurde experimentell bestätigt, dass mit zunehmender Schichtdicke die Nachgiebigkeit steigt und der Schubmodul G abnimmt. Die folgenden Faktoren sind für diesen Effekt verantwortlich:

- Spannungs-Dehnungsverhalten
- Schwindspannungen und Inhomogenität
- höhere Eigenspannungen infolge von Temperaturschwankungen
- unterschiedliche Wärmeausdehnungskoeffizienten in der Klebfuge

(Bergmeister 2001)

Dieser Effekt kann überwiegend bei sehr dünnen Klebstoffugen festgestellt werden. Bei Klebstoffugen mit erhöhten Schichtdicken ändert sich bei einer Variation der Klebschichtdicke der Spannungs-Dehnungsverlauf geringfügig und kann vernachlässigt werden (Johlitz 2008).

1.4.3.2 Adhäsion

Unter Adhäsion versteht man die Haftkräfte an den Kontaktflächen zweier gleicher oder unterschiedlicher Stoffe. Diese Stoffe können im festen, gasförmigen oder flüssigen Zustand vorliegen.

Für das Kleben sind zwei Zustandsarten von Bedeutung:

- Wenn der Klebstoff im flüssigen oder fließfähigen Zustand auf die Oberfläche der Fügeteile aufgetragen wird, dann hat die Adhäsion einen Effekt auf die gleichmäßige Verteilung. Je nach Oberflächenbeschaffenheit tritt eine gute oder schlechte Benetzung der Fügeteil-Oberflächen ein. Dies hängt von der Oberflächenspannung des Fügeteils und des Klebstoffs ab. Die Moleküle des Klebstoffs haften an der Kontaktfläche.
- Nach dem Aushärten des Klebstoffs gilt die Adhäsion zwischen der Fügeteiloberfläche und verfestigten Oberfläche des Klebstoffs. Hier werden chemische und physikalische Haftkräfte integriert.

Die Adhäsionsvorgänge beruhen auf Sorptionerscheinungen. Als Sorption wird die Fähigkeit der Oberflächen, eine Verbindung mit Substanzen aus ihrer Umgebung einzugehen, dargestellt.

Die Adhäsion bildet sich aus folgenden Haftkräften:

- Physikalische Bindung (Adsorption)

Physikalische Anziehungs- bzw. Adsorptionskräfte entstehen zwischen den Atomen des Klebstoffs und der Fügeteiloberfläche.

- Chemische Bindung (Absorption)

Eine chemische Verbindung, die sich zwischen den Molekülen und Atomen der aneinander liegenden Kontaktflächen ergibt.

Im Unterschied zur Absorption, bei der Flüssigkeit oder ein Gas in einen festen Stoff eindringt, erfolgt bei der Adsorption eine Anreicherung von Stoffen an der Grenzfläche von festen oder flüssigen Körpern. (Bergmeister 2001).

Zusätzlich zu den dargestellten Sorptionen müssen auch mechanische Verklammerungen und Verzahnungen berücksichtigt werden. Sie resultieren aus dem

Fließen des flüssigen Klebstoffs in Unebenheiten und Einkerbungen der Fügeoberflächen.

1.4.3.3 Kohäsion

Unter Kohäsion versteht man die Haftkräfte, durch die der Zusammenhalt zwischen Atomen und Molekülen in einem Stoff gewährleistet wird bzw. entsteht. Sie werden auch als innere Festigkeit bezeichnet. Infolge der inneren Struktur von Klebstoffen ist die Kohäsion abhängig vom Aggregatzustand der Werkstoffe, der Umgebungstemperatur sowie der relativen Luftfeuchtigkeit. Eine starke Kohäsion ist eine Grundvoraussetzung für einen festen Zustand eines Stoffes. Schwindende oder schwache Kohäsion erzeugt eine Aufweichung der Festigkeit und tritt vorrangig bei flüssigen und zuletzt gasförmigen Stoffen auf. In Sonderfällen kann sogar eine chemische Zersetzung entstehen.

Die Kohäsion ist für die Viskosität bei der Verarbeitung und für die Festigkeit nach dem Aushärten von entscheidender Bedeutung (Schindel-Bidinelli und Gutherz 1988).

1.4.4 Grundlagen der Klebtechnik

Unter Kleben fasst man die Verbindung gleicher oder verschiedener Werkstoffe unter Verwendung eines Werkstoffes Klebstoff zusammen, die sich durch Verklebung und Ausbildung von Kräften einer meist nicht metallischen Substanz (Klebstoff) an der Oberfläche der Werkstoffe (Fügeteil) bilden. Bei einer optimalen Klebung werden die Werkstoffe durch die entstehende Oberflächenhaftung (Adhäsion) infolge der Einwirkungen des Klebstoffes so festgeklebt, dass die Haftkräfte durch eine ausreichende innere Festigkeit des Klebstoffs (Kohäsion) von dem Fügeteil übernommen werden können.

Das Kleben ist ein allgemeines Verbindungsverfahren, welches einen Versatz zwischen zwei Fügeteilen infolge der Klebschichtdicken erzeugt. Dessen ungeachtet können durch die stoffschlüssige Verbindung praktisch alle technischen Werkstoffe miteinander und untereinander verbunden werden. Hinzu kommt der Aspekt der geometrisch gestalterischen Freiheit von Produkten mithilfe der Klebtechnik. Ebenfalls ist die erfolgreiche Integration der Klebtechnik in vorhandenen Fertigungsabläufen der Einzel- sowie Massenproduktionen in nahezu allen Industriebereichen anzutreffen. Die hierbei am meisten verwendeten Klebstoffe sind Polymere, die kontinuierlich in der Polymerchemie weiterentwickelt werden, um je nach Anforderung gezielt neue Klebstoffstrukturen zu ermöglichen.

Bezüglich der Eigenschaften der Verformung und der Festigkeit müssen Klebstoffe bestimmte Anforderungen erfüllen, die der Konfiguration der Klebverbindung unterliegen.

Die zusätzlichen Probleme beim Kleben, z.B. Klebstoffaushärtung, die bei hochfesten Systemen erst nach langer Zeit vollständig abgeschlossen ist, oder Anfälligkeit gegenüber kontaminierten Oberflächen werden durch die Entwicklung der Klebstoffchemie weitgehend behoben. Zusätzlich ermöglichen die Weiterentwicklungen durch verbesserte Haftungs- und Verarbeitungseigenschaften

auch die Anwendung von Tragsystemen im Bauwesen. Besonders für den Leichtbau oder das großflächige Verbinden verschiedener Werkstoffe bietet die Klebtechnik außergewöhnlich interessante Anwendungsmöglichkeiten, z. B. für die Herstellung von Sandwichstrukturen.

Neuartige konstruktive Verklebungen ermöglichen gewichtsreduzierende, stoffschlüssige Verbindungen und sind vorerst für geringe Beanspruchungen ausgelegt. Ein bekanntes Beispiel zur Gewichtsreduktion und zur Optimierung der Fügetechnik gibt die Flugzeugindustrie. Hochbelastete Flugzeugkonstruktionen werden aufgrund einer stoffschlüssigen Verbindung und einer daraus resultierenden gleichmäßigen Spannungsverteilung in der Verbundfuge geklebt.

Der Fügeworkstoff und der Klebstoff haben unterschiedliche Festigkeits- und Verformungseigenschaften, welche die Eigenschaften und das Verhalten eines Verbundes unter Belastung bestimmen. Das Hauptaugenmerk einer technisch und richtig gestalteten Klebverbindung im Vergleich zu anderen Verbindungsverfahren liegt in der gleichmäßigen Spannungsverteilung. Hierbei ist es sehr wichtig, die Klebverbindungen möglichst klebegerecht anzuwenden. Abbildung 1-12 zeigt die unterschiedlichen Spannungsverteilungen unter Last bei verschiedenen Verbindungsverfahren (Schindel-Bidinelli und Guthertz 1988).

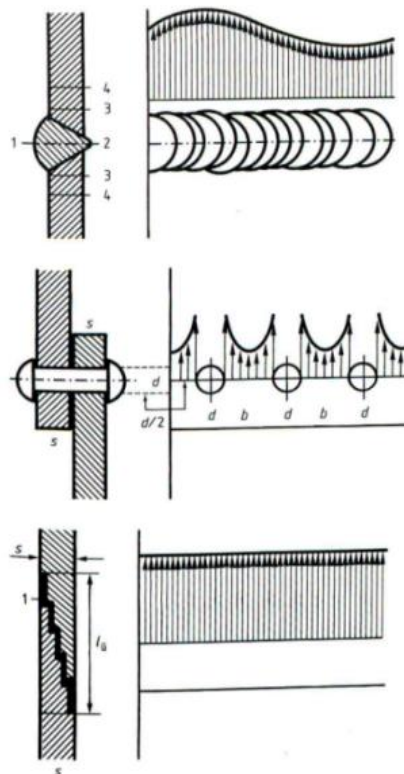


Abbildung 1-12 Spannungsverteilung bei verschiedenen Verbindungsarten

1.4.5 Kontrolle und Prüfung von Klebeverbindungen

Zur Prüfung der charakteristischen Materialeigenschaften einer Verbindung werden die Prüfkörper bis zum Versagen getestet. Hierbei erfolgt die Messung von Verformungs- und Kraftgröße mit Messsystemen und optischen Untersuchungsgeräten, um die spezifischen Eigenschaften wie Festigkeit, Steifigkeit, Verformungsverhalten und Gleitung zu ermitteln.

Nach dem Überschreiten der maximalen Festigkeit oder des Verformungsvermögens können zwei Brucharten entstehen, zum einen der Adhäsions-, zum anderen der Kohäsionsbruch. Beide Brucharten können dabei einzeln oder in Kombination auftreten (DIN EN ISO 10365).

Die folgende Abbildung 1-13 zeigt die normierten Bruchbilder gemäß DIN EN ISO 10365.




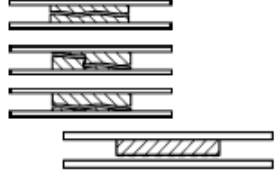
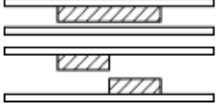
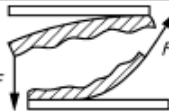

	Bruchbilder	Bezeichnung
Fügeteil	 <p>Bruch eines oder beider Fügeteile (Fügeteilbruch)</p>	SF (en: substrate failure)
	 <p>Bruch eines Fügeteils (kohäsiver Fügeteilbruch)</p>	CSF (en: cohesive substrate failure)
	 <p>Bruch durch Delamination (Delaminierbruch)</p>	DF (en: delamination failure)
Klebstoff	<p>Art des Kohäsionsbruchs</p>  <p>Kohäsionsbruch spezieller Kohäsionsbruch Bruch mit Weißbruch des Klebstoffs</p>	CF (en: cohesion failure) SCF (en: special cohesion failure) SWCF (en: failure with stress whitening of adhesive)
	 <p>Adhäsionsbruch</p>	AF (en: adhesion failure)
	 <p>Adhäsions- und Kohäsionsbruch mit Schälung</p>	ACFP (en: adhesion and cohesion failure with peel)
	 <p>Ablösung aufgrund von Korrosion an der Grenzfläche</p>	COR (en: debonding due to bondline corrosion)

Abbildung 1-13: Bezeichnung der Bruchbilder gemäß DIN EN ISO 10365

Adhäsionsbruch

Ein Adhäsionsbruch tritt dann auf, wenn die inneren Kräfte (Kohäsion) größer sind als die Adhäsionskräfte. Bei einem Adhäsionsbruch wird keine Schädigung des Klebstoffs verursacht. Der Klebstoff reißt spurlos von einer Seite einer Kontaktfläche ab und bleibt auf der gegenüberliegenden Seite haften.

Bei einem reinen Adhäsionsbruch dürfen keine Klebstoffrückstände auf der Kontaktfläche festgestellt werden.

Makroskopisch (mit dem bloßen Auge) werden viele Bruchbilder als Adhäsionsbruch gedeutet, können aber bei einer Begutachtung der Kontaktfläche mit einem Mikroskop widerlegt werden. Infolgedessen wird in dieser Arbeit dieses Bruchbild als „makroskopischer Adhäsionsbruch“ beschrieben.

Kohäsionsbruch

Bei einem Kohäsionsbruch tritt der Bruch in der Klebschicht auf. Im Gegensatz zum Adhäsionsbruch ist die innere Festigkeit der Klebstoffstruktur schwächer als die Adhäsionskraft. Bei einer optimierten Klebstoffverbindung wäre eine Kombination aus Adhäsions- und Kohäsionsbruch ideal.

Materialbruch im Substrat

Bei einem Materialbruch im Füge­teil (Substratbruch) überschreiten die Festigkeiten der Verbindung die Materialfestigkeiten des Füge­teils.

Ein Sonderfall des Materialbruchs kann bei besonders hochfesten Klebverbindungen auftreten. In diesem Fall können Anrisse im Füge­teil sowie im Klebstoff entstehen.

1.4.6 Oberflächeneigenschaften eines Werkstoffes/Fügeteils

Als Oberflächeneigenschaften eines Werkstoffes werden die Materialoberflächeneigenschaften bezeichnet, die sich durch die Oberflächenbehandlung vor der Klebung ändern können. Diese Grenzschichten sind auf wenige μm beschränkt.

Unter Oberflächengestalt oder Oberflächengeometrie versteht man die Oberflächenformen, die natürlich vorhanden sind oder künstlich hergestellt werden. Die Oberflächenformen werden durch folgende Gestaltabweichungen formuliert, die in Abbildung 1-14 dargestellt sind.



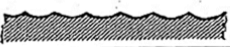
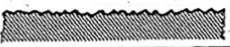
Gestaltabweichungen	Arten	Ursachen
1.Ordnung Formabweichungen 	Unebenheiten	Fehler in Werkzeugmaschinenführungen, Durchbiegungen von Maschine oder Werkstück, falsche Werkstückeinspannung, usw.
2.Ordnung: Welligkeit 	Wellen	Außermittigte Einspannung, Werkzeugformfehler, schwingende Maschinen oder Werkstücke, usw.
3.Ordnung: Rauheit 	Rillen	Werkzeugschneidenform, Vorschub oder Zustellung des Werkzeugs, usw.
4.Ordnung: Rauheit 	Riefen	Spanbildungsvorgänge z.B. Reißspan, Scherspan oder Aufbauschneidenbildung bzw. Werkstoffverformungen, usw.
5.Ordnung \rightarrow	Gefügestruktur	chem. oder phys. Vorgänge, z.B. phosphatieren, beizen, usw.
6.Ordnung \rightarrow	Gitteraufbau	Veränderungen im Aufbau der Werkstoffe, z.B. Wärmebehandl.

Abbildung 1-14: Gestaltenabweichungen der Oberflächen (Endlich 1990)

Für die Ausbildung einer optimalen Haftung des Klebstoffs auf einem Fügeteil müssen die Oberflächen meistens vorbehandelt werden. Ohne eine entsprechende Oberflächenvorbehandlung können Fehlstellen und Verunreinigungen der zu benetzenden Oberfläche zu geringeren Festigkeiten und unzureichender Alterungsbeständigkeit führen.

„Die Oberflächenvorbereitung betrifft die für einen möglichst gleichmäßigen Kleb- und Dichtspalt erforderliche Passform der zu fügenden Teile sowie deren Makro-Oberflächen-Sauberkeit.“ (Endlich 1990)

Die Oberflächen des Werkstoffes/Fügeteils müssen so vorbereitet sein, dass sie frei von sichtbaren und artfremden Verunreinigungen sind, z. B. Rost, galvanischen Schichten, Oxiden, Verfärbungen, Schmutz, Lack- und Farbschichten usw. Zur Oberflächenvorbereitung werden verschiedene, mit den Werkstoffen verträgliche Reiniger in Anwendung gebracht. Bei diesen Reinigern kann es sich um Abbeiz-, Schleif- und Spülmittel, Drahtbürsten, oder auch Gleitschliffbehandlungen, Strahl- oder Flammvorgänge sowie Hochdruck- Dampfstrahler handeln.

Im Folgenden werden die geläufigsten Vorbereitungsvorgänge vorgestellt:

Entfettungsvorgänge

Bei den Entfettungsvorgängen von zu verklebenden Oberflächen werden organische Lösemittel oder alkalische Reinigungsmittel je nach den dazwischenliegenden und abschließenden Stufen verwendet. Vor allem ist es von Bedeutung, dass die zu entfettenden Teile nicht mit den sich anreichernden Oberflächenschichten der Reinigungsmittel berührt werden sollen.

Eine weitere Möglichkeit ist Verwendung von Reiniger-Sprays. Dadurch kann andauernd frisches Lösungsmittel infolge des inneren mechanischen Druckes auf den zu entfettenden Oberflächen abgespritzt und die löslichen Öl- und Fettreste abgewaschen werden.

Ultraschall-Reinigungsanlagen

Ultraschallreinigungsgeräte werden zur Reinigung kleiner Proben gebraucht und bestehen aus einem mit Lösungsmittel gefüllten Ultraschallbad, einem oder mehreren Ultraschallschwingern und einem Generator. Die Geräte ermöglichen unterstützende intensive Reinigungen und gewinnen aufgrund der wesentlich verstärkten Reinigungswirkung immer mehr an Bedeutung.

Strahlverfahren

Das Strahlverfahren hat sich schon seit mehr als 100 Jahren als effektives Oberflächenvorbehandlungsverfahren in der Klebtechnik etabliert und ist bis zum heutigen Tag von großer Bedeutung. Mittels Druckluft wird Strahlgut beschleunigt, der durch den Aufprall auf der zu reinigenden Oberfläche Schmutz und Verunreinigungen entfernt. Durch weitere Entwicklungen entstand eine Vielzahl von Strahlverfahren, die für unterschiedliche Anwendungen eingesetzt werden.

Das Prinzip einer Trockenstrahlanlage zeigt die folgende Abbildung (Endlich 1990).

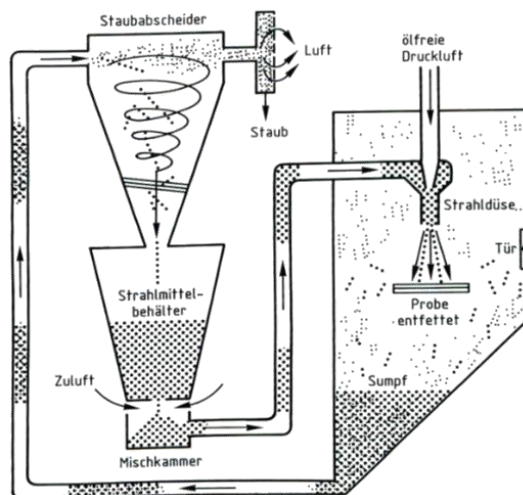


Abbildung 1-15: Prinzip einer Trockenstrahlanlage (Endlich 1990)

1.4.7 Wichtige Parameter beim Kleben

Um eine optimale und reproduzierbare Klebung anfertigen zu können, müssen alle Einflussfaktoren, die das Aushärten beeinflussen können, berücksichtigt werden. Neben den Oberflächenvorbehandlungen und der Wahl der Klebstoffe sind noch zusätzlich die örtlichen Raumbedingungen bei der Klebung zu berücksichtigen. Die Gewährleistung der maximalen Festigkeiten einer geklebten Verbindung hängt von folgenden Bedingungen ab:

- Temperatur
- Zeit
- Druck
- Oberflächenvorbehandlung
- Luftfeuchtigkeit

Ein wichtiger Parameter bei der Aushärtung von Reaktionsklebstoffen ist die Zeit. Nachdem die Komponenten miteinander vermischt wurden, beginnt die Reaktion und schreitet bis zur vollständigen Aushärtung fort. Während der Aushärtung kann zusätzliche Wärme freigesetzt werden, welche die Reaktionszeit beschleunigt. Bei der Verarbeitung von Klebstoffsystemen wird daher immer empfohlen, die Verarbeitungszeit zu berücksichtigen, den Zeitraum, in dem der Klebstoff verarbeitet werden kann. Bei allen chemisch reagierenden Klebstoffsystemen kann die Reaktionsgeschwindigkeit durch die Umgebungstemperatur gesteuert werden. Hierbei kann eine Abkühlung der Umgebungstemperatur eine Verzögerung im Aushärtprozess und eine Verlängerung der Verarbeitungszeit bewirken.

1.5 Klebstoffe im Bauwesen

1.5.1 Anwendungen der Klebstofftechnik im konstruktiven Holzbau

Natürlich gewachsenes Holz ist aufgrund der begrenzten Wachstumshöhe und der Form von Bäumen in seiner Geometrie eingeschränkt. Mit der Erfindung der Holzleimbauweise im 19. Jahrhundert konnten erstmals Holzbauteile hergestellt werden, die über die natürliche Dimensionierung hinausgingen.

Zu Beginn des 19. Jahrhunderts revolutionierte der Einsatz verleimter und schubfest miteinander verbundener Bolzen beim Bau einer hölzernen, aus verzahnten Balken bestehenden Bogenbrücke in Altenmarkt die historische Entwicklung von Holzkonstruktionen.

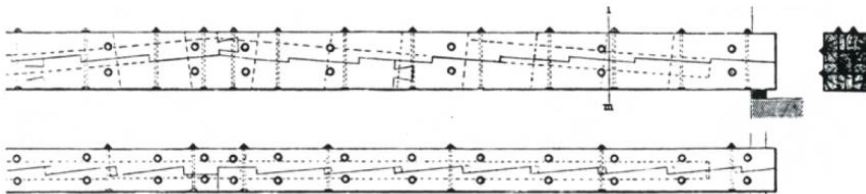


Abbildung 1-16 Verzahnter Balken des Rathauses Amsterdam (Seraphin 2003)

In seiner Veröffentlichung beschreibt Wiebekling den Herstellungsprozess seiner aus mehreren Lagen verleimter Bretter bestehenden Holzbalken, zu denen er hinsichtlich der positiven und negativen Tragfähigkeiten experimentelle Versuche durchgeführt hat (Seraphin 2003). In seiner Studie zum Tragverhalten geklebter Brettschichtkonstruktionen führte er experimentelle Versuche durch und konnte in Veröffentlichungen eine Steigerung der Tragfähigkeit im Gegensatz zu Vollquerschnitten, die aus ganzen Stämmen bestanden, feststellen. Auch die negative Anfälligkeit der Konstruktion gegenüber Feuchtigkeit konnte Wiebekling dokumentieren und ergriff erste Maßnahmen zur Erhöhung des Widerstandes der Leimung durch Feuchte, indem die Klebfugen durch zusätzlich angeordnete Bretter vor der äußeren natürlichen Atmosphäre geschützt waren.

Durch die Erfindung feuchtebeständiger Klebstoffe wie Kauritleim und Harnstoffharz in den 1930er Jahren und auf Basis weiterer Grundlagenforschungen zur Verbesserung der Eigenschaften von Klebstoffen wurde der Markt und die Anwendung von Brettschichtholzträgern immer attraktiver und verdrängte konventionelle oder mechanisch gedübelte Holzträger. Mit stetiger Weiterentwicklung und Zunahme des Verständnisses der Kraftübertragung wurden in den 1960er Jahren Brettschichtkonstruktionen mit einer Spannweite von 100 m erreicht.

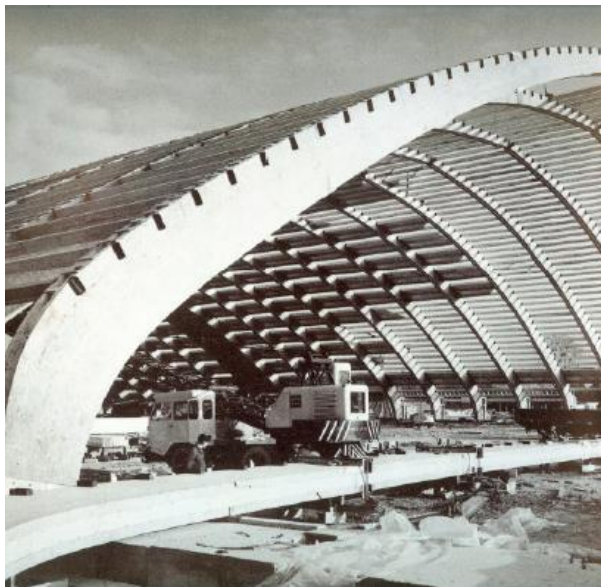


Abbildung 1-17 Brettschichtholzhalle in Frankreich (Müller 2000)

1.5.2 Die Klebtechnik im Glasbau

Speziell im Glasbau ergaben sich durch die Entwicklungen von Klebstoffen und Klebstoffverbindungen mit Glas neue technische Anwendungsgebiete rund um die innovative Gestaltung von Hochbauten. Auch die positiven Aspekte der flächigen Kraftübertragung im Gegensatz zu konventionellen mechanischen Verbindungen

sprachen für die Anwendung der Klebtechnik im Glasbau. Hierbei konnte auf lokale Störungen und Schädigungen der spröden Glasstruktur durch Bohrungen verzichtet werden. Beispiele, in denen Klebstoffsysteme zur Anwendung kamen, sind moderne Glasbauten wie der Appel-Cube in New York. Hierbei folgte man dem Trend hin zu lichtdurchfluteten Räumen und weg von konventionellen Gebäudestrukturen.

Als Klebstoffe werden vorwiegend zugelassene Silikonklebstoffsysteme verwendet, die neben der Lastübertragung auch abdichtende Funktionen übernehmen. Die Nutzung der Klebstoffe für entsprechende Tragsysteme ist in Kombination mit der ETAG 002 (EOTA, (European Organisation for Technical Approvals) 1998) und europäischen Zulassungen geregelt.

1.5.3 Anwendung der Klebtechnik im Massivbau

Im Massivbau findet und fand die Klebtechnik hauptsächlich in der Sanierung von Bestandsbauten Anwendung. Durch stoffschlüssige Verbindung einer aufgeklebten Bewehrung in Form von CFK-Lamellen können beschädigte oder gar zu verstärkende Betonbauteile nachträglich ertüchtigt werden.



Abbildung 1-18: CFK-Lamellen der Firma BAUTAS AG

Ein weiteres Einsatzgebiet von Klebstoffen ist die Verdübelungstechnik. Hierbei kommt der Klebstoff als Bindeglied zwischen dem gebohrten Beton und einem nachträglich eingesetzten Stahldübel zum Einsatz. Dabei kommen z.B. Vinylesterharz-, Polyesterharz-, Urethanacrylat- oder Epoxidharzklebstoffe zur Anwendung. Ebenfalls können mit Hilfe von Klebstoffen stark korrodierte Bewehrungseisen durch neue Eisen ersetzt werden. Diese Klebstoffarten werden im Bauwesen, spezielle im Betonbau, als Verbundmörtel bezeichnet (Spieth 2005) (Randl und Gusella 2011).

Im Gegensatz zu anderen Nationen spielt Klebstoff im konstruktiven Massivbau in Deutschland eine eher untergeordnete Rolle. Zwar sind vereinzelt Bauwerke vorhanden, die mit Hilfe der Klebtechnik erbaut wurden (wie z.B. die Gärtnerplatzbrücke in Kassel), jedoch ist der Anwendungsbereich von Klebstoff auf

nicht tragende Tragwerkskomponenten begrenzt. Beim genannten Beispiel der Kassler Brücke wurde die Fahrbahn aus ultrahochfestem Beton mit dem darunterliegenden Obergurt einer Fachwerkkonstruktion verklebt (Schmidt, et al. 2007).

In den nordamerikanischen Staaten findet Klebstoff in der heutigen Praxis zur Gestaltung von tragenden Betonbauwerken mehr Anwendung. Insbesondere während der Montage von Spannbetonbrücken in Segmentbauweise haben sich Reaktionsklebstoffe als zuverlässiges Bindeglied zwischen zwei vorgefertigten Abschnittsbauteilen bewährt. Im Zuge einer steigenden Bedeutung und der wachsenden Beliebtheit auf Klebstoff bei der Segmentbauweise zurückzugreifen, entstanden zahlreiche Forschungsvorhaben, deren Schwerpunkt auf der Kontaktfuge aus Reaktionsklebstoff lag. In umfassenden Studien untersuchten Rehm und Franke das Verhalten von rein geklebten Betonbauteilen mit Epoxid- und Polyesterharzklebstoffen (DAfStb 1982). Die Forschungsergebnisse zeigten deutlich, dass sich reiner Klebstoff aufgrund seiner Glasübergangstemperatur und damit einhergehenden Änderung der Materialeigenschaften als Bindeglied im niedrigen und hohen Temperaturbereich nicht eignet. Weiterhin konnte ebenfalls eine Abnahme der Langlebigkeit der Klebstoffe unter natürlichen Alterungsbedingungen festgestellt werden. Aufgrund dieser Faktoren entschlossen sich Mühlbauer und Zilch nicht mit reinen Klebstoffgebunden zu forschen, sondern fanden den Ansatz eines Klebstoff-Zementgemisches (Mühlbauer und Zilch 2007). Die Klebstoffe auf Basis von Zement konnten in Punkten Temperaturanfälligkeit sowie Langlebigkeit bessere Ergebnisse erzielen als die rein organischen und konventionellen Klebstoffsysteme.

Des Weiteren wurden neben der Ausbreitung von Anwendungsgebieten und Klebstoffsystemen auch die Verbundpartner, speziell der Werkstoff Beton, angesichts des klebstoffspezifischen Kraftübertragungsmechanismus weiterentwickelt. Hauptaugenmerk lag dabei auf der Erhöhung der Zugfestigkeit der Betonsubstrate, die einen erheblichen Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit einer geklebten Betonverbindung hat. Durch ein ideales Mischungsverhältnis und die Wahl geeigneter gebrochener Zuschläge, einem optimierten Wassergehalt in der Zementmatrix, einer Zugabe von Füllstoffen und die Verwendung von Fließmitteln konnten Betonrezepturen entwickelt werden, die den Ansprüchen einer guten Klebverbindung genügten (Springenschmid 2007), (Wesche 1993), (Reinhardt 2010).

1.5.4 Konstruktive Einbindung der Klebtechnik im Stahlbau

Die Klebstoffanwendung stieß im Stahlbau vorwiegend im Brückenbau auf Interesse und wurde von Dörnen, Trittlar und Rössing als alternatives Verbundmittel untersucht (Dörnen und Trittlar 1956) (Trittlar und Dörnen 1964) (Rössing 1968). Weitere Vorhaben widmeten sich der Entwicklung neuartiger Konstruktionen und Klebstoffverbindungen im konstruktiven Stahlbau. Dabei wurden Großdemonstratoren mit rein geklebten Stahlverbindungen auf Grundlage von Forschungsergebnissen entwickelt und hergestellt (Bucak, et al. 2009) (Abeln, et al. 2009) (Chopradup, et al. 2009).

Des Weiteren fand die Klebtechnik zur Schubübertragung zwischen Stahl und Beton im Brückenbau von Stahlverbundkonstruktionen Anwendung (Hänsch und Krämer 1968), (Fiedler 2001). Hierbei wurden in den Jahren 1968 bis 1991 Epoxidharzmörtel verwendet, um Stahlbetonfertigteile untereinander sowie mit dem Stahlträger stoffschlüssig zu verbinden.

In weiteren Untersuchungen lag das Hauptaugenmerk auf der Verbundfuge von geklebten Verbundträgern, bei denen die Schubverbindung lediglich durch eine schmale Klebfuge realisiert wurde (Bouazaoui, et al. 2004), (Li und Zhao 2007). Hierbei wurden kurze Stahlverbundträger mit einer Spannweite von 3,3 m in Versuchen bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit getestet. Durch das Erreichen der vollplastischen Tragfähigkeit waren die Versuchsergebnisse zufriedenstellend, sodass Klebstoff als ein mögliches Verbundmittel für eine Stahlverbundkonstruktion in Betracht gezogen wurde.

Ebenfalls wurden an der Technischen Universität Kaiserslautern Untersuchungen an geklebten Stahlverbundträgern durchgeführt, um die Eignung von Klebstoffen an baupraktisch relevanten Verbundträgern zu überprüfen. Dabei wurden unter anderem die Einflüsse des plastischen Materialverhaltens der Verbundwerkstoffe sowie das Durchbiegungsverhalten auf die Tragfähigkeit untersucht. Maßgebender Unterschied zu den Ergebnissen nach Bouazaouzi war, dass die vollplastische Tragfähigkeit und das Ausnutzen der vollplastischen Querschnittsgrößen der Verbundpartner angesichts einer Spannweite von 7 m und damit einhergehender großer Durchbiegung nicht erreicht wurden.

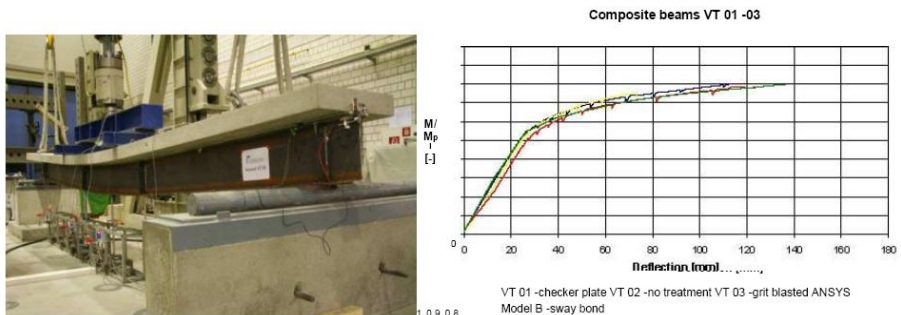


Abbildung 1-19: Geklebter Verbundträger und Vergleich der Versuche mit Berechnungsergebnissen

Im Zuge der neuen Erkenntnisse wurden Materialmodelle entwickelt, die eine Nachrechnung des experimentell ermittelten Last-Verformungsverhaltens der Versuche unter Zuhilfenahme von FE-Software ermöglichen (Kessler 2012).

1.6 Alterung von Bauteilen

1.6.1 Vorbemerkung

Neben statischen Einwirkungen unterliegen Bauwerke langwierigen Einflüssen und werden in der heutigen Zeit dementsprechend dimensioniert. Gebäude unterschiedlicher Funktion haben dabei eine Tauglichkeit von mehreren Jahren zu erfüllen und standzuhalten. Die kostenaufwendige Errichtung von Bauten, insbesondere Ingenieurbauten wie Brücken, Tunnel usw. unterliegen strengen Ansprüchen an die Dauerfestigkeit. Daher sind bei der Auswertung und Implementierung von Werkstoffen die charakteristischen Materialeigenschaften in Hinblick auf die Dauerfestigkeit und die damit einhergehende zeitabhängige Änderung zu berücksichtigen.

1.6.2 Dauerfestigkeit von Stahl

Stahl- und Eisenquerschnitte benötigen nach der Herstellung besondere Schutzmaßnahmen vor Korrosion, die Eisen durch Oxidation mit Sauerstoff in Gegenwart von Wasser zu spröden und minderfesten Eisenoxid umwandelt; der Stahl rostet.

Heutzutage werden Stahl- und Eisenquerschnitte durch unterschiedliche Schutzmaßnahmen vor dem Rosten geschützt. Darunter zählen Anstriche, Zinkschichten sowie die Umhüllung mit schützenden Materialien (z.B. Beton).

Geschützt vor Wasser und Sauerstoff ist zeitgemäßer Stahl ein chemisch stabiler und zuverlässiger Werkstoff der sich durch seine Festigkeiten im Zug- und Druckbereich sowie Schweißbarkeit im Bauwesen für die Erstellung von Gebäuden und Ingenieurbauten etabliert hat.

Aufgrund der guten Materialeigenschaften wurde Stahl in nahezu allen Wirtschaftsbranchen eingesetzt und lediglich auf die Zug- und Druckfestigkeit hin nachgewiesen.

Am 19 Oktober 1875 entgleiste auf der Strecke von Salzburg nach Linz eine Lokomotive aufgrund eines gebrochenen Rades. Ursache hierfür war die Überschreitung der Dauerfestigkeit, die bis dato noch unerforscht war. Die Einflüsse auf die Materialeigenschaften von Stahl unter Dauerbelastung konnten von August Wöhler in seinen Thesen und Untersuchungen festgestellt werden (Erhard und Otremba 2014). Der Zusammenhang zwischen Spannungsspielzahl und Spannungsamplitude wurden in den sogenannten Wöhlerversuchen und daraus resultierenden Wöhlerlinien festgestellt.

Die Lebensdauer eines Bauteils aus dem Werkstoff Stahl ist dabei durch die Anzahl von Spannungswechseln infolge wiederholter Beanspruchung, bis hin zum Versagen, definiert (DIN-Fachbericht 103 2003) (DIN EN 1993-1-9 2005) (DIN 4132 1981) (DS 804 2000).

Die Lebensdauer hängt dabei im Wesentlichen von den folgenden Parametern ab:

- Spannungsschwingbreite und Höhe der Lastamplitude
- Grad der Kerbwirkung
- Werkstoffeigenschaften

Spannungsschwingbreite

Gemäß DIN EN 1993-1-9 wird für den Dauerfestigkeitsnachweis von Stahlbaukonstruktionen die mittelspannungsunabhängige Schwingbreite in Betracht gezogen. Somit können bei der Berechnung Mittelspannungseinflüsse wie Eigenspannung (σ_{res}) infolge der Herstellungsprozedur oder von Schweißarbeiten vernachlässigt werden.

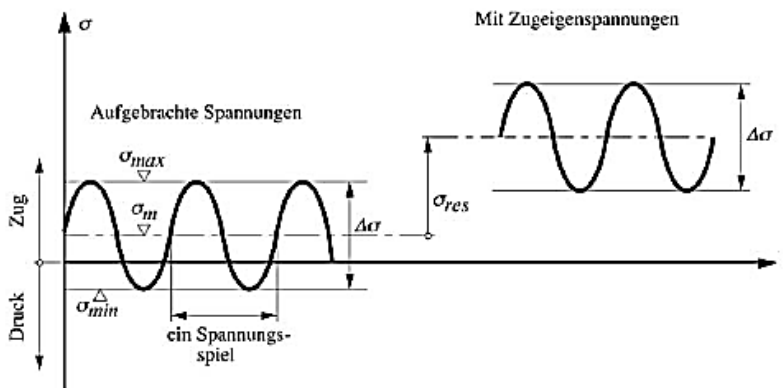


Abbildung 1-20: Modifizierte Spannungsschwingbreiten gemäß DIN EN 1993-1-9

Im Jahr 1860 führte Wöhler experimentelle Untersuchungen von unterschiedlichen Kerbdetails unter zyklischen Belastungen durch und erstellte anhand einer Vielzahl von Ergebnissen sein Nennspannungskonzept (Wöhler 1863). Demnach besitzt jedes Kerbdetail eine ungefähre Nennspannung, oberhalb derer ein Stahlquerschnitt nach einer festgelegten Schwingspielzahl beschädigt wird.

Bei den heutzutage ermittelten Ermüdungsdiagrammen von diversen Kerbdetails werden die erbrachten Nennspannungen den erreichten Spannungsschwingspielen zugeordnet. Die Untersuchungen unterliegen dabei einer sehr großen Streuung, sodass zur Bewertung der Kerbdetails ein logarithmischer Ansatz verwendet wird. Die resultierenden Kurvenverläufe des Ermüdungsdiagramms werden als Wöhlerlinien bezeichnet, welche die statisch logarithmischen Fraktilwerte eines Kerbdetails unter Annahme einer Gaußschen Normalverteilung angeben (Hobbacher 1997) (Eurocode 3 1989).

Die Kurvenverläufe lassen sich beim Wöhlerdiagramm in drei Bereich untergliedern.

- Bis zu einer Schwingungszahl von 10^4 spricht man von einer Kurzzeitfestigkeit, die im Wesentlichen von der Fließgrenze und einer Ausbildung von plastischen Fließgelenken definiert ist
- Der Bereich zwischen 10^4 bis 10^6 bzw. 10^7 beschreibt den zeitabhängigen Bereich und charakterisiert die Wöhlerlinie
- Oberhalb einer Schwingungszahl von 10^7 spricht man von einem Dauerfestigkeitsbereich, in dem kein Bruch infolge Ermüdung entsteht

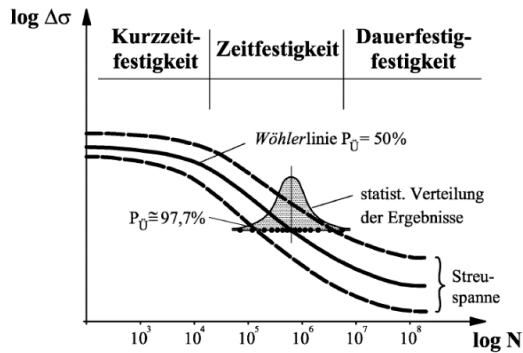


Abbildung 1-21: Bereich der Ermüdungsfestigkeit im Wöhlerschaubild (Kuhlmann, Dürr und Günther 2003)

Das in der DIN-EN-1993-1-9 dargestellte schematische Schaubild der Wöhlerlinie bezieht sich im Allgemeinen auf Querschnitte und Verbindungen unter einer Längsspannungsbelastung (Gurney und Maddox 1972) (Haibach und Matschke 1981) (Ritter 1994). Charakteristisch für die Wöhlerlinien ist die Steigungsänderung von $m=3$ zu $m=5$ nach dem Erreichen einer Schwingungszahl von $N=5 \cdot 10^6$ (Haibach 1970).

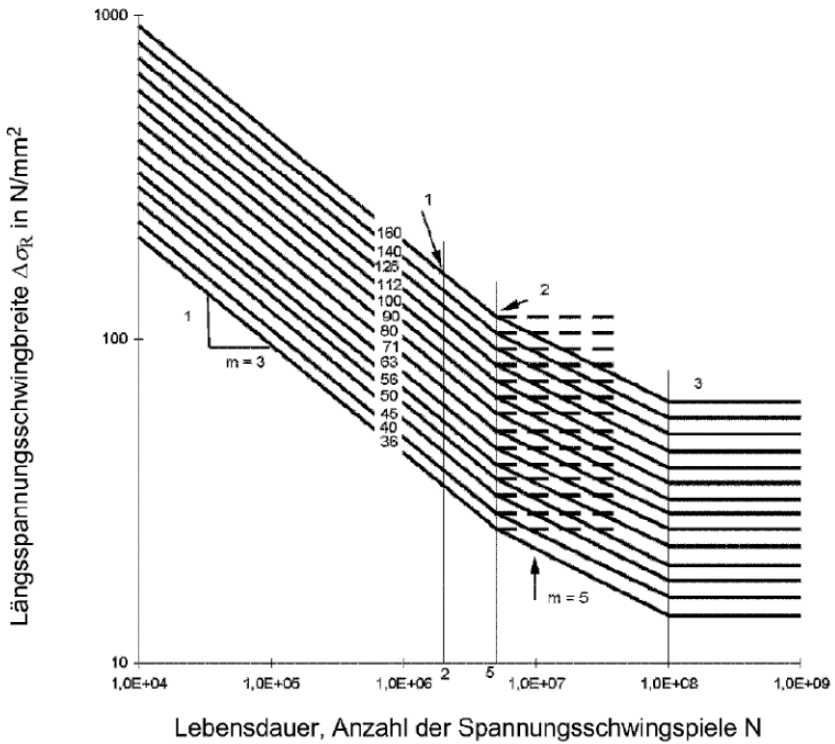


Abbildung 1-22: Lebensdauer, Anzahl der Spannungsschwingspiele. Wöhlerlinie in Eurocode 3 Teil 1-9 (DIN EN 1993-1-9 2005)

Kerbwirkung und Geometrie des Konstruktionsdetails

Kerben jeglicher Art wie Querschnitts- und Steifigkeitssprünge, Werkstofffehler und Schweißnahtimperfectionen führen zu einer Störung des Kraftflusses innerhalb eines Bauteils und verursachen dadurch starke örtliche Spannungsspitzen in Kombination mit einem mehrachsialen Spannungszustand (Haibach 1968).

Der Einfluss einer Wechselbelastung auf die Spannungskonzentration in einem Bauteil lässt sich durch Planung von Anschluss- und Konstruktionsdetails beeinflussen. Der konstruktiven Gestaltung kommt daher eine besondere Bedeutung zu. Sprunghafte Änderungen der Geometrie erzeugen eine Störung im Spannungs- und Kraftfluss. Je stärker die Kraftflusslinien an einer Kerbstelle „abgelenkt“ werden, desto höher ist die Kerbwirkung des Details (Radaj und Sonsino 2000) (Radaj und Sonsino 1998) (Niemi 2000) (Hobbacher 1997).

Die DIN EN 1993-1-9 listet in den Tabellen 8.1 – 8.10 die geläufigsten Kerbdetails auf und liefert gleichzeitig den dafür vorgesehenen Widerstandswert für den rechnerischen Nachweis.

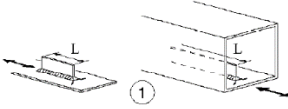


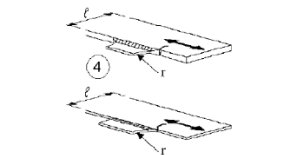
Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen	
80	$i \leq 50 \text{ mm}$		<p><u>Längsrippen.</u> 1) Die Kerbgruppe hängt von der Länge L der Längsrippe ab.</p>	<p>Die Dicke der Steifen muss kleiner sein als ihre Höhe, sonst siehe Tabelle 8.5, Kerbfall 5 oder 6.</p>
71	$50 < L \leq 80 \text{ mm}$			
63	$80 < L \leq 100 \text{ mm}$			
56	$i > 100 \text{ mm}$			
71	$L > 100 \text{ mm}$ $\alpha < 45^\circ$		2) Längsrippen an ebenen oder gekrümmten Blechen	
80	$r > 150 \text{ mm}$		3) Längsgeschweißte Anschlussbleche mit Ausrundung an ebenen oder gekrümmten Blechen, Endverstärkung der Kehlnaht (voll durchgeschweißt); Länge der Verstärkungsnah $> r$.	<p><u>Kerbfall 3) und 4):</u> Am Knotenblech muss ein gleichmäßiger Übergang hergestellt werden, und zwar vor dem Schweißen mit dem Radius r durch maschinelle Bearbeitung und Brennschneiden und nach dem Schweißen durch Schleifen der Schweißzone parallel zur Lastrichtung, so dass der Schweißnahtübergang der Quernaht vollständig entfernt ist.</p>
90	$\frac{10}{7} r \leq \frac{1}{3} \frac{L}{3}$ oder $r > 150 \text{ mm}$		4) An den Blech- oder Trägerflanschrändern angeschweißtes Knotenblech.	
71	$\frac{10}{6} r \leq \frac{1}{3} \frac{L}{3}$ $\frac{10}{3}$			
50	$\frac{10}{7} r \leq \frac{1}{6} \frac{L}{3}$			

Abbildung 1-23: Exemplarischer Ausschnitt aus den Kerbfalltabellen DIN EN 1993-1-9

Werkstoffeigenschaften

Die Werkstoffeigenschaften von Stahl lassen sich durch Korngröße des Gefüges und Reinheit der Legierungsbestandteile während des Herstellungsprozesses variieren. Zur Charakterisierung von Stählen wird im Allgemeinen die Zugfestigkeit, genauer gesagt die Streckgrenze, herangezogen (VDEH 1985). Neben der Festigkeit müssen bei der Ermittlung der Dauerfestigkeit von Stählen noch weitere Faktoren berücksichtigt werden. Eigenspannungsempfindlichkeit, hervorgerufen durch Schmelz- und Walzprozesse sowie eine Mittelspannungsempfindlichkeit müssen den charakteristischen Materialeigenschaften zugesprochen werden (Grosch 1994). Die Mittelspannungsempfindlichkeit ist dabei von spröden Stahlgüten höher als bei duktilen. Durch Oberflächenbehandlungen und hohe Wärmeeinbringung, wie z.B. Schweißen, wird die inhomogene Festigkeitsverteilung im Stahlquerschnitt weiter erhöht und der Randbereich bzw. die Stahlstruktur lokal verfestigt. Gleichermaßen verliert sie an Duktilität. Folgend dürfen die erhöhten Widerstandswerte höherfester Stahlgüten nicht zur Ermittlung der Dauerfestigkeit angesetzt werden.

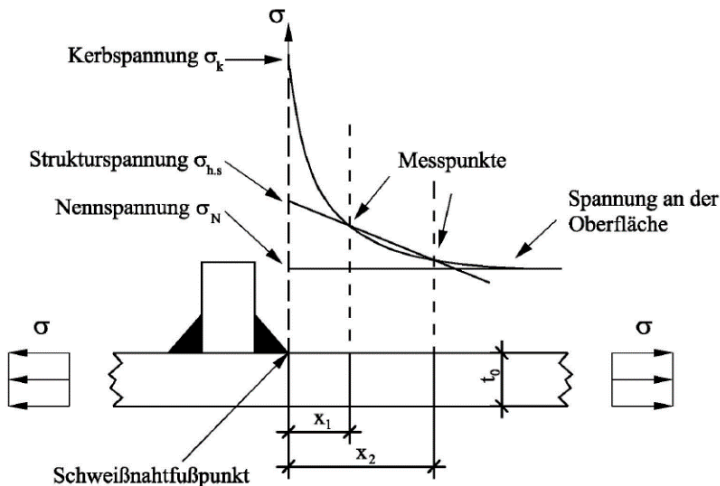


Abbildung 1-24: Definition von Nennspannung, Strukturspannung und örtlicher Kerbspannung (Günther 2002)

1.6.3 Alterung von Beton

Der isotrope Werkstoff Beton, der hauptsächlich aus den Bestandteilen Wasser, Zement und Zuschlag besteht, unterliegt zwei Alterungsprozessen, die sich über Jahre hinziehen: Schwinden und Kriechen.

Schwinden

Das Schwinden beschreibt den volumenabhängigen Veränderungsprozess infolge von Austrocknung. Maßgebend verantwortlich ist hierbei die Abgabe des Gel- und Kapillarwassers des Zementsteines. Dabei werden vier verschiedene Schwindarten unterschieden (Thienel und Kustermann 2011):

- Plastisches Schwinden

Das plastische Schwinden entsteht bei Austrocknung des überschüssigen Wassers an der Oberfläche des noch nicht erhärteten Betons. Das überschüssige Wasser entweicht hierbei den oberflächennahen Kapillarporen des Betons und klingt in der Regel binnen der ersten Tage ab. Somit tritt dieses Schwinden lediglich im Frühstadium des Betons auf und differenziert sich von den langwierigen Schwindarten.

- Austrocknungsschwinden

Das erste langwierige Schwindverhalten tritt in Form des *Austrocknungsschwindens* auf. Hier liegt eine Volumenänderung des Betons in Form von Feuchteabgabe im Porengefüge des Zementsteins vor. Dieser Prozess des *Austrocknungsschwindens* unterliegt den Betonabmessungen, insbesondere dem Verhältnis von Betonoberfläche zu – Volumen. Flache und gedrungene Körper trocknen unter Normalbedingungen im Gegensatz zu dickeren Volumina schneller aus (Neroth und Vollenschaar 2011). Dabei kann diese irreversible Veränderung des Volumens sich über mehrere Jahre hinziehen. Maßgeblich beteiligt an der Schwindverformung infolge Austrocknung ist der Anteil des Zementsteins im Betongefüge. Ein niedriger Wasser-Zement-Wert hat somit direkten Einfluss auf das Trocknungsschwinden und wirkt sich positiv auf hochfeste Betone im Vergleich zu Normalbeton aus, insbesondere durch die Beigabe von Zementen mit niedrigen Calciumaluminat und wasserlöslichen Alkalien.

- Carbonatisierungsschwinden

Das *Carbonatisierungsschwinden* ist Folge einer Reaktion des Calciumhydroxid im Zementstein mit dem Kohlenstoffdioxid der Luft. Im Zuge der Carbonatisierung führt der Wasserverlust und die Umkristallisierung zu einer irreversiblen Volumenabnahme im Bereich der Betonoberfläche.

- Autogenes bzw. chemisches Schwinden

Das *chemische bzw. autogene Schwinden* beschreibt die Volumenabnahme infolge einer Reaktion der beiden Komponenten Wasser und Zement. Hierbei besitzt das Wasser-Zementgemisch in Summe ein geringeres Volumen als die beiden Ausgangsmaterialien in sich. Die Volumenänderung hat dabei beim Eingießen und in Formbringen von Frischbetonen keinen Einfluss, da sie spannungsfrei verringert wird. Im ausgehärteten Zustand führen die Hydratationsprozesse dazu, dass dem wassergesättigten Porenraum das Wasser entzogen wird. Dieses „innere“ Austrocknen hat auf die äußere Volumenform keinen Einfluss, kann aber infolge der inneren Spannungen und Festigkeiten des ausgehärteten Betons zu Mikrorissen führen. Die Anfälligkeit auf Rissbildung steigt dabei mit niedrigem Wasser-Zement-Wert und ist bei hochfesten Betonen stärker ausgeprägt. Das mitunter langwierige (mehrere Jahre) chemische Schwinden gilt erst als beendet, wenn die Hydratation abgeschlossen ist (Thienel und Kustermann 2011).

Die Einflüsse des beschriebenen Sammelbegriffs „Schwinden“ werden mit dem Berechnungsverfahren nach DIN EN 1992-1-1 (2011) im heutigen Ingenieurbau berücksichtigt. Die Berechnung der jeweiligen Anteile aus Trocknungs- und autogenem Schwinden für gängige Normalbetone werden für die Festigkeitsklassen C20/25 bis C90/105 durch die Indizes ω_{cd} und ω_{ca} der Materialparameter berücksichtigt.

Kriechen

Das unter einer permanenten Last verursachte Stauchen, Verdichten und Verschieben von Wasser im Zementstein wird bei Betonen als Kriechen bezeichnet. Dabei hängt die Größe der Kriechverzerrung neben der Höhe der äußeren Dauerlast ebenfalls vom Wasser-Zement-Wert, dem Verhältnis des Volumens zur Oberfläche sowie vom Alter bzw. der Lebensdauer ab. Eine witterungsbedingte Austrocknung wirkt sich ebenfalls negativ auf den Beton aus, indem sie die Kriechvorgänge beschleunigt. Die über Jahre andauernden Vorgänge des Kriechens wurden von Seidel in seiner Untersuchung des Langzeitverhaltens von dauerbelasteten Betons genau beschrieben (Seidel 2009). Analog zu dem Schwinddehnungen kann die Kriechverzerrung in drei wesentliche (zeitabhängige) Anteile gegliedert werden: das Primärkriechen, das Sekundärkriechen und das Tertiärkriechen.

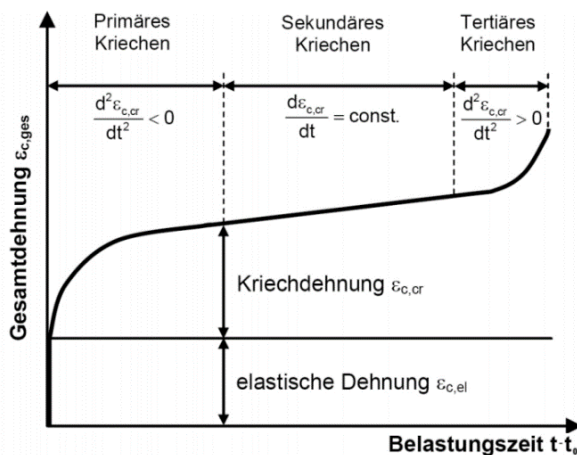


Abbildung 1-25: Einteilung der Kriechdehnung (Keitel 2011)

Bis zu einem Spannungsniveau von 40-45% der Betondruckfestigkeit kann die Kriechverformung als linear und proportional zur aufgetragenen Spannung angenommen werden. Bei einer Überschreitung nimmt die Kriechverzerrung, aufgrund von Rissbildung im Betongefüge, nichtlinear zur aufgetragenen Kraft zu (Grasser und Kraemer 1985) (Straub 2010). Die Kriechdehnung sowie die Geschwindigkeit des Kriechprozesses hängen dabei im Wesentlichen vom Alter des Betons bei Belastungsbeginn ab. Je älter und reifer ein Beton ist, ist der Kriechprozess infolge von Hydratationsprozessen deutlich reduziert. Weiterhin spielen Temperatur, Umgebungsfeuchte und die Betonzusammensetzung eine wichtige Rolle. Die Rezeptur bzw. Betonzusammensetzung kann den Kriechprozess im Allgemeinen durch den Wasser-Zement-Wert, die Art des Zuschlages, die Festigkeit des Zementes sowie der Zusätze beeinflussen. Beim Kriechen kann generell von einer Reduktion der Betonsteifigkeit gesprochen werden, die sich in größeren Verformungen in der Gebrauchstauglichkeit sowie in Rissbildung auswirkt. Als positiven Aspekt ist hierbei die Reduktion von Zwängen zu nennen, die durch Ausbildung von Rissen in Abhängigkeit der Alterung abgebaut werden. Insbesondere ist die Reduktion der

Festigkeit bei statisch hoch relevanten, vorgespannten sowie stabilitätsgefährdenden Bauteilen zu beachten. Im Verbundbau entzieht sich der Beton unter permanenter Belastung den Drucklasten, was eine stetige Spannungumlagerung im Verbundquerschnitt zur Folge hat.

1.6.4 Alterung von Klebstoffen

Alterung von Klebstoffen ist eine chemische und physikalische Änderung des Materialverhaltens und ist durch innere und äußere Einflüsse bedingt. Insbesondere Faktoren wie die Temperatur, Wasser sowie Luftfeuchtigkeit haben Einfluss auf die Materialstruktur von Polymeren, die je nach Anwendung besonderen Anforderungskriterien unterliegt.

Chemische Alterung

Wesentliche Eigenschaften von Polymeren sind die makromolekularen Strukturen und die relativ schwachen Bindungskräfte. Infolgedessen haben äußere Einflüsse wie Wärme, Licht und Feuchtigkeit eine stärkere Wirkung auf die Materialeigenschaften als bei Metallen und mineralischen Werkstoffen. Die äußeren Einwirkungen führen zu chemischer Alterung, die eine negative Auswirkung auf die Gebrauchstauglichkeit hat und zu einer Verkürzung der Lebensdauer des Polymers führt. (Ehrenstein und Pongratz 2007)

Die Änderungen können allgemein in drei Gruppen eingeteilt werden:

- Veränderung der molekularen Struktur infolge von Molmassenabbau, Änderung der Molmassenverteilung sowie einer Bildung von Vernetzungen niedriger Festigkeit
- Bildung von neuen Molekülgruppen mit geringer Festigkeit
- Abspaltung niedermolekularer Produkte

Eine Änderung der molekularen Struktur wirkt sich auf die mechanischen Eigenschaften von Polymeren aus und senkt die charakteristischen mechanischen Eigenschaften wie, Festigkeit, Verformbarkeit (Zähigkeit) sowie Bruchdehnung.

Physikalische Alterung

Unter dem Begriff der physikalischen Alterung von Polymeren werden die Eigenschaftsänderungen zusammengefasst, die auf die chemische Struktur keinen Einfluss haben sowie auf die Änderungen der Materialeigenschaften unterhalb der Glasübergangstemperatur infolge des thermodynamischen Ungleichgewichtes. Analog zu der chemischen Alterung haben Faktoren wie die Temperatureinwirkungen und Feuchtigkeit einen erheblichen Einfluss auf die langwierige physikalische Änderung von Polymeren.

Mit steigender Temperatur bzw. nach Erreichen der Glasübergangstemperatur nehmen infolge der thermischen Energieanregung die Polymermoleküle im freien Volumen ihren thermodynamischen Gleichgewichtszustand ein. Bei einer folgenden Unterschreitung der Glasübergangstemperatur schränkt die Reduktion des freien Volumens die Beweglichkeit der Moleküle ein und damit einhergehend wird die Geschwindigkeit der Volumen Anpassung reduziert. Das freie Volumen wird während

der Abkühlung auf einen physikalischen Wert eingefroren, der größer als der thermodynamische Gleichgewichtswert ist. Dieses Gleichgewicht wird sich aufgrund der thermodynamischen Triebkraft über einen sehr langen Zeitraum wiedereinstellen. Thermische äußere Wechselbeanspruchung verzögert das Streben in den Gleichgewichtszustand und führt zu einer Änderung der physikalischen und mechanischen Eigenschaften des Polymers. (Ehrenstein und Pongratz 2007)

Einfluss von Feuchtigkeit

Feuchtigkeit kann in unterschiedlichen Formen Schäden in Polymeren verursachen. Diese Schäden können aus den folgenden Punkten, oder einer Kombination aus diesen bestehen (Bowditch 1996) (Hahn und Yi 1987) (Brockmann 2005):

- Feuchtigkeit lagert sich im Polymer ein und führt zu Plastifizierung oder Quellung des Materials
- Chemische Bindung von Wasser die zu irreversiblen Änderungen der Materialeigenschaften führt
- Diffundieren von Feuchtigkeit in die Grenzschicht und damit einhergehende Schwächung der Adhäsion zwischen Klebstoff und Fügeoberfläche durch z.B. Oxidation von metallischen Fügepartnern

Zur Bestimmung der Feuchtigkeitsaufnahme eines Polymers wird eine gravimetrische Untersuchung gemäß DIN EN ISO 62 (2008) durchgeführt. Dabei werden Substratproben bei konstanter Raumtemperatur und Luftfeucht in einem Immersionsbad gelagert. In regelmäßigen Intervallen werden die Proben auf Volumen- und Massezunahme hin untersucht. Auf Grundlage dieser Untersuchung kann mit Hilfe des ersten Fick'schen Gesetzes der Diffusionskoeffizient D ermittelt werden. Dabei verhält sich gemäß des ersten Fick'schen Gesetzes die Teilchenstromdichte J proportional zum Konzentrationsgradienten, der das Gefälle zwischen Bereichen hoher und niedriger Feuchtekonzentration unabhängig von Zeit und Raum beschreibt.

Das zweite Fick'sche Gesetz berücksichtigt ergänzend zum Ersten die räumliche Geometrie (Volumen), definiert in die drei Hauptvektoren x , y und z . Zusätzlich wird die zeitliche Abfolge des diffusionsgesteuerten Konzentrationsanstiegs innerhalb eines Polymers beschrieben (Comyn 2013).

Eigenschaftsänderung durch Hydrolyse

Ein weiterer wichtiger Faktor bei der Alterung von Polymeren ist die Hydrolyse. Diese beschreibt dabei den Abbau von kovalenten Bindungen durch einen Einfluss von Wasser und erhöhten Temperaturen (Meiser 2009). Der Abbau der Polymerketten führt zu einer irreversiblen Reduktion der Netzwerkdichte, deren Auswirkung sich negativ auf die Festigkeit, Masse, Steifigkeit sowie Glasübergangstemperatur niederschlägt (Xiao und Shanahan 1998).

Wechselwirkung von eindiffundierender Feuchte in der Grenzschicht

Ein- und Ausdiffundieren des Wassers kann neben den Klebstoffeigenschaften auch die Oberfläche von Substraten angreifen. Insbesondere metallische Werkstoffe wie Stahl können im unbehandelten Zustand durch ein Wechselspiel zwischen Wasser und Sauerstoff korrodieren und somit im Grenzbereich an Festigkeit einbüßen (Mubashar 2009). Ebenfalls können adhäsive Bindungen des Klebstoffes in der

Interphase gelöst werden (Presser 2011). Dabei hängt die Diffusionsgeschwindigkeit maßgeblich von der Netzdichte des Klebstoffes sowie der Geometrie der Klebschicht ab. Weiterhin konnte in Untersuchungen nachgewiesen werden, dass die Eindringgeschwindigkeit von Wasser je Volumen in der Interphase deutlich größer ist als in der Mitte einer Klebschicht (Hahn und Yi 1987) (Zanni-Deffarges und Shanahan 1995) (Abdel Wahab 2002). Somit ist der Diffusionsgradient neben der Breite einer Klebschicht auch in der Klebschichtdicke vom Randbereich bzw. Wassereindringungsfläche abhängig. Das Phänomen des grenznahen Versagens lässt sich mit der Theorie von Brockmann beschreiben, dass neben physikalischen auch chemische Bindungskräfte zwischen Metalloberfläche und Klebstoff entstehen. Diese Bindungen werden durch die Hydrolyse im Grenzbereich durch das eindringende Wasser geschwächt, wodurch sich eine Schwachstelle im System einstellt und gegebenenfalls Ursache eines Versagens der Klebschicht mit sich führt.

Die Ursachen dieses grenznahen Versagens zwischen Substrat und Klebstoff versuchten Gledhill und Kinloch in Ihrer Studie herauszufinden (Gledhill und Kinloch 1974). Ihr Ansatz und Annahme einer thermodynamischen Instabilität infolge von Wasser konnten Sie mit der Dupré-Gleichung lösen und berechnen (Kaelble 1974). Durch die Instabilität und Abschwächung der Adhäsionsarbeit wird das Bruchbild von einem kohäsiven zu einem adhäsiven-Versagen verlagert. Diese Annahme konnte von Gledhill und Kinloch bestätigt werden, beruhen jedoch lediglich auf die physikalischen Adhäsionskräfte. Brockmann hingegen beschrieb und begründete die Haftung von Klebstoff auf Metallionen als eine Summe von physikalischen und chemischen Bindekräften (W. Brockmann 1970). Ebenfalls decken die Theorien Gledhill und Kinloch nicht die Reversibilität und das Wiedererlangen der ursprünglichen mechanischen Eigenschaften von Klebstoffen durch Desorption von Wasser ab (Bowditch 1996) (Comyn, Brewis und Tredwell 1987) (Kläusler 2013).

Infolge der unzureichenden These gelang es Comyn die mechanischen Änderungen von Klebstoffen infolge von Wasser in reversible und irreversible Prozesse zu gliedern (Comyn, Brewis und Tredwell 1987). Hierbei konnten Einflüsse des Wassers auf die Ionenbindung zwischen Klebstoff und Substratoberfläche festgestellt werden. Die Schwächung der Anziehungskraft der Ionen konnte nach Austritt des Wassers aus der Grenzschicht nahezu vollständig behoben werden; ein reversibles Materialverhalten und eine Verlagerung des Bruchkriterium von der Adhäsion zu Kohäsion.

Durch das Fortschreiten und eine Erhöhung der Genauigkeit der Messmethodik konnte nachgewiesen werden, dass ein optisch deklariertes adhäsives Versagen in Wirklichkeit eine Kombination aus Kohäsion und Adhäsionsbruch ist. Kleinste Klebstoffrückstände lassen sich bei genauer mikroskopischer Betrachtung unmittelbar auf der Substratoberfläche feststellen (Comyn, Brewis und Tredwell 1987).

1.7 Schlussfolgerung

Die Forschungsarbeiten zur Klebtechnik im Bauwesen haben in den letzten Jahren verstärkt an Interesse gewonnen. Neben verbesserten Klebstoffsystemen und der Weiterentwicklung von Bauwerkstoffen wurden in Forschungsvorhaben zusätzliche Anwendungsgebiete und Grundlagenkenntnisse geschaffen, die den Weg der Klebtechnik in den konstruktiven Ingenieurbau ebneten. Anhand zahlreicher Versuchsergebnisse wurde das hohe Potenzial der Klebtechnik, das sich durch geometrisch gestalterische Freiheit der Verbundkonstruktionen sowie eine gleichmäßige Spannungsübertragung der Verbundfuge auszeichnet, belegt.

Die fehlenden Kenntnisse eines Langzeitverhaltens einer geklebten Verbindung, besonders unter lang andauernden klimatischen Einwirkungen, standen einer weitgehenden und über die Ausführung von Pilotprojekten hinausgehenden Anwendung struktureller Klebungen im Bauwesen bisher entgegen.

Aufgrund dieses Forschungsbedarfs wurden anhand geeigneter Versuchskörpergeometrien die Auswirkungen von Alterungseffekten an Stahlverbundträgern untersucht, um das Trag- und Verformungsverhalten von geklebten Tragkonstruktionen mit fortschreitendem Alter zu prognostizieren bzw. abschätzen zu können und eine grundlegende Basis für eine Dimensionierung einer geklebten Stahlverbundkonstruktion zu schaffen. Anhand von Versuchsergebnissen und einer innovativen Bewertungsmethode zum Tragverhalten eines Stahlverbundträgers in Abhängigkeit der spezifischen Materialeigenschaften der Werkstoffe soll ein erster Grundstein für ein Bemessungskonzept gelegt werden, das eine fachgerechte und bauaufsichtlich zulässige Anwendung struktureller Klebungen in der Stahlverbundbauweise gewährleistet.

2 Versuche an Kleinproben

2.1 Vorbemerkung

Für die Untersuchung der Alterungseffekte auf eine Klebung mit Füge­teilen aus Stahl und Beton wurden großmaßstäbliche Verbundträger sowie Kleinproben hergestellt um die Dauerhaftigkeit der Verbindung unter klimatischen und thermischen Einflüssen sowie mechanischer Beanspruchung zu untersuchen.

Es werden Versuche an Kleinproben in den Varianten Beton-Beton, Stahl-Stahl sowie Stahl-Beton und an großmaßstäblichen Versuchskörpern durchgeführt, um die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus Kleinproben in den Maßstab der Bauteile zu überprüfen. Bei dieser Bewertung des Trag- und Verformungsverhaltens unter langen andauernden Einwirkungen ist auch die Wechselwirkung des Klebstoffs mit den Fügepartnern Stahl und insbesondere Beton zu behandeln, da auch die mechanischen Eigenschaften dieser Substrate maßgebend für das Verhalten der Klebfuge werden können. Insbesondere der Fügepartner Beton mit seiner hohen Alkalität, seinem Wassergehalt und seiner Permeabilität für Feuchte steht dabei im Blickpunkt der Untersuchungen. Weiterhin soll bestimmt werden, welcher Kleinprobentyp sich am besten für die Übertragung der Materialeigenschaften in die großen Verbundträger eignet.

Die Füge­teile der großen Verbundträger sowie die Kleinproben bestanden aus den gleichen Materialien und Werkstoffeigenschaften. Hierbei sollten Änderungen im Bruchverhalten und Abweichungen im Lastabtrag infolge unterschiedlicher Eigenschaften bei der zerstörenden Prüfung der genannten Versuchskörper vermieden werden.

2.2 Materialeigenschaften der Substrate

2.2.1 Beton

Im Verbundbau werden Betonbauteile und Stahlbauteile schubfest miteinander verbunden, sodass sie nicht mehr additiv, sondern als ein Querschnitt wirken. Dabei werden die positiven Materialeigenschaften beider Werkstoffe optimal genutzt. Der Beton zeichnet sich dabei durch seine Druckfestigkeit, die guten Trittschall- und Wärmeleitfähigkeiten sowie die Stabilität aufgrund der massiven und monolithischen Bauweise aus. Im Idealfall wird der Beton hauptsächlich auf Druck beansprucht. Voruntersuchungen an geklebten Verbundträgern zeigten, dass die Festigkeit des Betons Einfluss auf das Gesamttrag- und Bruchverhalten hat (Kessler 2012). Insbesondere die Zugfestigkeit im Bereich der Grenzschicht einer Klebung, die ein Maß der Gesamtscherfestigkeit einer Betonverbindung bildet, charakterisiert das Trag- und Bruchverhalten eines Verbundträgers.

Mit dem Ziel, das Gesamttragvermögen eines geklebten Verbundträgers zu erhöhen, wurde eine neue Betonrezeptur entwickelt. Zur Steigerung der Biegezugfestigkeit des Betons wurde eine Reihe unterschiedlicher Betonrezepturen mit diversen Bestandteilen und Zusatzstoffen hergestellt und iterativ optimiert. Zur Bestimmung der

Materialeigenschaften wurden Würfelproben mit einer Kantenlänge von 150 mm und Biegezugbalken mit den Abmessungen von 700 mm x 150 mm x 150 mm hergestellt. Die folgende Tabelle 2-1 beinhaltet die optimierte Betonrezeptur für alle im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Betonprüfkörper.

Tabelle 2-1: Optimierte Betonrezeptur für die Herstellung der Versuchsproben

Zuschläge	[kg/m ³]
Splitt 0/2	589
Splitt 2/8	441
Splitt 8/16	506
Zement CEM I 52,5 R	665
Frischwasser	299
Fließmittel	1,17
Silicasuspension	45
Flugasche	100

Die Ergebnisse der Betonprobenprüfung nach einer Aushärtezeit von 28 Tagen gemäß DIN EN 12390-1 sind in Tabelle 2-2 zusammengefasst.

Tabelle 2-2: Ergebnisse der optimierten Betonrezeptur

Probe	Prüfung	Festigkeit	Stabw.	Bruchbild
[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]
Würfel	einachsialer Druck	80,0	3,0	Mischbruch
Biegezugbalken	3-Punkt-Biegeversuch	5,06	0,43	Bruch in der Zementmatrix

2.2.2 Stahl

Alle verwendeten Stahlteile wurden in der Stahlgüte S235 JR bestellt und von einem ansässigen Anbieter angeliefert. Im Lieferumfang zusätzlich enthalten war das Materialprüfzeugnis der Stahlprofile, die zur Herstellung der Verbundträger verwendet wurden. Für eine zusätzliche Bestimmung der Fließgrenze und des E-Moduls wurden Proben für eine experimentelle Untersuchung aus den Trägern in Walzrichtung herausgetrennt und getestet. Auf die Ergebnisse der Prüfungen wird in einem Folgekapitel eingegangen.

Auf eine Bestimmung der Materialparameter der Stahlfügeteile der Kleinproben wurde verzichtet, da Belastungen angenommen wurden, die unterhalb der Fließgrenze der Stahlquerschnitte lagen. Diese Annahme hat sich während der Versuchsdurchführung der Kleinproben bestätigt.

2.2.3 Klebstoffe

Die Wahl der verwendeten Klebstoffe fiel auf zwei kommerziell vertriebene, kalthärtende Zwei-Komponenten-Reaktionsklebstoffsysteme.

Epoxidharzklebstoff Hilti HIT RE 500

Der Epoxidharzklebstoff Hilti HIT RE 500 wird in der Befestigungstechnik eingesetzt. Durch seine hohe Festigkeit, das geringe Verformungsvermögen und seine einfache Applikation wird dieser Klebstoff bei der Anbringung von Hochleistungsdübeln verwendet. Der Zwei-Komponenten-Klebstoff wird in unterschiedlich großen Folienbeuteln angeboten. Das Mischen der beiden Komponenten wird mittels eines mitgelieferten Mischrohres gewährleistet. Die Folienbeutel können manuell mit einer dafür geeigneten Auspresspistole ausgepresst werden oder, wie im Rahmen dieser Arbeit, mit einem pneumatischen Auspressgerät, das von dem Anbieter zur Verfügung gestellt wurde.

Polyurethanklebstoff Körapur 666/90

Der Zwei-Komponenten-Klebstoff Körapur 666/90 findet vorwiegend Anwendung bei der Verbindung von Fensterrahmen aus Kunststoff oder Aluminium. Neben der guten Haftung auf Aluminium besitzt der Polyurethanklebstoff laut Herstellerangaben zusätzlich eine gute Adhäsion auf Holz, GFK und Kunststoff. Im Gegensatz zum Epoxidharzklebstoff charakterisiert sich der Körapur 666/90 durch sein ausgeprägtes plastisches Verformungsverhalten und seine geringere Festigkeit.

2.3 Oberflächenvorbehandlung der Fügeteile

2.3.1 Vorbemerkung

Wie wichtig eine ordentliche Vorbehandlung der Fügeteile für die Festigkeit einer Klebverbindung ist, wurde im Unterkapitel *Grundlagen der Klebtechnik* erläutert. Bei der Vorbehandlung der verwendeten Fügeteile wurde zusätzlich der Anwendungsaspekt für die Baupraxis berücksichtigt. Dies bedeutet, dass auf aufwendige und kostspielige Oberflächenvorbehandlungen verzichtet wurde. Daneben sind die großen Dimensionen eines praxisorientierten Verbundträgers zu beachten. Große Spannweiten und Kontaktflächen sind neben dem Faktor „Zeit“ ein wichtiges Kriterium für die Vorbehandlung von klebetauglichen Bauelementen im Verbundbau.

Um eine einheitliche Oberflächenstruktur von Kleinproben und großmaßstäblichen Verbundträgern zu erhalten, wurden alle zu verklebenden Oberflächen mit den gleichen Verfahren vorbehandelt. Gegründet auf der Realisierbarkeit, orientiert sich die Vorbehandlung der Kleinproben am Verfahren der großen Verbundträger.

2.3.2 Vorbehandlung der Stahlsubstrate

Die Oberflächenvorbehandlung der Stahlsubstrate von Kleinproben und Verbundträger kann der folgenden Tabelle 2-3 entnommen werden:

Tabelle 2-3: Arbeitsschritte zur Oberflächenvorbehandlung der Stahlsubstrate

Arbeitsschritt	Stahlsubstrate der Kleinproben	Stahlsubstrate der Verbundträger
1.	Wischentfetten mit Aceton und fusselfreien Tüchern	Wischentfetten mit Aceton und fusselfreien Tüchern
2.	Strahlen mit Edelkorund. Senkrechter Strahldruck von 6.000 hPa und einem Düsen-Probenabstand von 10 cm	Strahlen mit Edelkorund. Senkrechter Strahldruck von 6.000 hPa und einem Düsen-Probenabstand von 10 cm
3.	Wischentfetten mit Aceton und fusselfreien Tüchern	Wischentfetten mit Aceton und fusselfreien Tüchern
4.	10 Minuten Ultraschalbad in Aceton	/

Die Stahlsubstrate wurden unmittelbar vor dem Klebstoffauftrag vorbehandelt, um eine Verunreinigung und Bildung von Korrosion zu vermeiden.

2.3.3 Vorbehandlung der Betonsubstrate

Die zu klebenden Oberflächen der Betonproben wurde mit Normalkorund bei einem Strahldruck von 6.000 hPa und einen Abstand von 10 cm gestrahlt, um minderfeste Grenzschichtbestandteile, wie z.B. Zementschlemme, zu entfernen. Zusätzlich sollten geringe Rückstände des Schalöls, das vor dem Betonieren auf die Holzschalung aufgebracht wurde, entfernt werden. Ebenfalls wurden Lunker (Luftporen) an der Betonoberfläche freigelegt. Ein weiterer nennenswerter positiver Effekt ist das Aufrauen der Betonoberfläche und das oberflächige Freilegen der Gesteinskörnung, die einen zusätzlichen Verzahnungseffekt erzeugen. Die zu klebenden, gestrahlten Betonoberflächen wurden unmittelbar vor dem Benetzen mit Klebstoff mit sauberer und trockener Druckluft abgeblasen, um Staub, lose Bestandteile und Rückstände vom Strahlgut zu entfernen. Der Luftdruck betrug dabei 6.000 hPa.

2.4 Charakterisierung der Kleinproben

2.4.1 Verbundkombinationen

Im folgenden Unterkapitel wird auf die Charakterisierung, Herstellung und Prüfung von Kleinproben für die Untersuchung von Klebfugeneigenschaften geklebter Stahl-Verbundkonstruktionen (= Versuchskörper) eingegangen. Die Kleinproben wurden in den Kombinationen Stahl-Stahl, Stahl-Beton und Beton-Beton hergestellt. Bei den Verbundproben lag das Hauptaugenmerk dabei auf der Verbundfuge, die in Wechselwirkungen mit den Substraten hinsichtlich ihrer Festigkeit und ihres Verformungsverhaltens hinreichend untersucht werden sollten. Dabei wurden an den jeweiligen Verbundproben die Scherfestigkeit, das Verformungsverhalten und das Bruchverhalten untersucht. Zusätzlich wurden Substratproben der Klebstoffe zur Werkstoffklassifizierung und zur Bestimmung ihres Materialverhaltens hergestellt und normgerecht geprüft.

Die Klebfugendicke der Verbundproben betrug auf Grundlage der Untersuchungen von Johlitz (Johlitz 2008) 3 mm. Die gewählte Klebschichtdicke gewährleistet auch bei Klebschichtschwankungen infolge von Geometrieabweichungen der Substratproben eine konstante Steifigkeit der Klebung. Mithilfe von Führungs- und Halterungskonstruktionen konnte die einheitliche Klebschichtdicke von 3 mm bei allen Verbundproben während des Klebens gewährleistet werden. Die Proben wurden dabei in einem klimatisierten und abgedunkelten Raum bei einer Temperatur von 23° C und einer relativen Luftfeuchte von 60 % geklebt. Nach der Klebung wurden die Proben für weitere sieben Tage in diesem Raum unter gleichen klimatischen Bedingungen zum Aushärten gelagert. Zur Bestimmung der Verbundeigenschaften im ungealterten Zustand wurde Proben direkt nach der siebentägigen Aushärtezeit geprüft.

In den folgenden Unterkapiteln wird detailliert auf die Herstellung, den Prüfablauf und die Versuchsauswertung der jeweiligen Kleinproben eingegangen.

2.4.2 Substratproben der Klebstoffe

Zur Bestimmung der mechanischen Materialeigenschaften der verwendeten Klebstoffe wurden Substratproben gemäß DIN EN ISO 527-2:2010-05 hergestellt. Die charakteristische Knochenform in Anlehnung an die Geometrievorgabe Typ 1B wurde aus Klebstoffplatten durch Herausschneiden mithilfe des Wasserstrahlverfahrens erzeugt. Die Vorteile dieses Verfahren bestehen in einer hohen Homogenität der Materialeigenschaften, geringen Luftporen in der Klebschicht sowie der Vermeidung von Wärmebeanspruchungen der Klebstoffe im Vergleich zu mechanischen Schneidverfahren oder der Herstellung in teflonbeschichteten Schalungen. Für die Herstellung der Klebstoffplatten mit einer Dicke von 4 mm und einem Durchmesser von 30 cm wurden die jeweiligen Klebstoffe auf eine mit nicht klebende transparente Folie bespannten Aluminiumplatte appliziert und durch Auflegen einer zweiten bespannten Aluminiumplatte auf die gewünschte Plattenform gepresst. Durch Abstandshalter von 4 mm Stärke, die randnah zwischen den

Aluminiumplatten angeordnet wurden, konnte eine einheitliche Klebschichtdicke eingehalten werden. Die verwendeten Aluminiumplatten wiesen dabei eine ausreichende Steifigkeit auf, sodass Biegeeffekte keinen Einfluss auf die Klebstoffgeometrie nahmen.

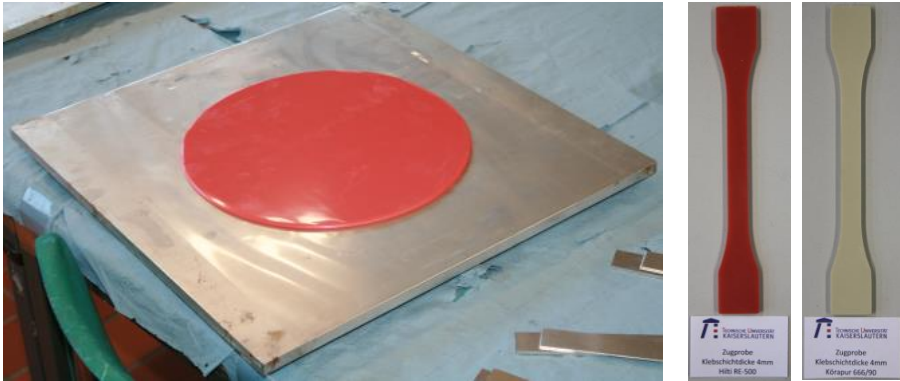


Abbildung 2-1: (links) Klebstoffplatte auf einer Aluminiumplatte, (rechts) Probekörper gemäß DIN EN ISO 527-2

2.4.3 Stahl-Stahl-Proben

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit einer geklebten Stahl-Stahl-Verbindung mit den verwendeten Klebstoffen wurden dicke Zugscherproben in Anlehnung an DIN EN 14869-2 hergestellt. Die Stahlsubstrate, gemäß der Geometrie in Abbildung 2-2, wurden aus 6 m langen Flachstahlstäben der Güte S235 JR von der Metallwerkstatt der Technischen Universität Kaiserslautern hergestellt. Die Überlappungslänge der Stahlsubstrate hat eine ausreichende Querschnittsdicke, sodass Biegeeffekte infolge einer exzentrischen Lastübertragung vernachlässigt werden können. Bei einer Nichtbeachtung der Biegeeffekte können zusätzliche Schälbeanspruchungen die Scherfestigkeit infolge eines mehrachsialen Spannungszustands in der Klebfuge reduzieren.

Im unmittelbaren Anschluss an die Vorbehandlung gemäß Tabelle 2-3 wurden die Klebstoffe mit einem gereinigten Stahlspachtel auf die zu klebenden Oberflächen aufgetragen. Nicht klebende Streifen mit einer Stärke von 0,25 mm wurden zwischen die zwei überlappenden Fügeteile eingelegt und gewährleisteten eine gleichmäßige Überlappungslänge der Klebung (vgl. Abbildung 2-2). Die geklebten Zugscherproben wurden auf einer schrägen Polypropylen-Schalung gelagert, um Schiefstellungen bzw. eine unsymmetrische Probeform während der Aushärtung der Klebstoffe zu vermeiden.

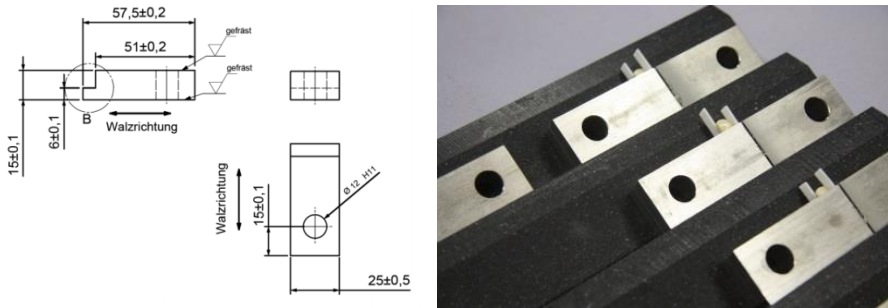


Abbildung 2-2: (links) Geometrie der Stahlsubstrate, (rechts) Zugscherproben in Anlehnung an DIN EN 14869-2 während der Herstellung

2.4.4 Beton-Beton-Proben

Zur Bestimmung des Scherverhaltens einer geklebten Beton-Beton-Verbindung wurden bei der Planung und Dimensionierung geeigneter Probeformen die Materialeigenschaften des Betons berücksichtigt. Um einen frühzeitigen Bruch der Betonsubstrate infolge von lokalen Zugspannungen während einer Versuchsdurchführung zu vermeiden, wurde eine Probengeometrie in Anlehnung an die Scheruntersuchungen von Bergmeister gewählt (Bergmeister 2001). Bergmeister verwendete zur Charakterisierung des Scherverhaltens sogenannte Druckscherkörper. Dabei wurden die Betonsubstrate in einem definierten Neigungswinkel miteinander geklebt und anschließend durch eine Druckbelastung bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit beansprucht. Den Versuchsergebnissen von Bergmeister kann entnommen werden, dass bei einem Neigungswinkel von 60° die Klebfugen die höchsten Scherspannungen erfahren haben. Auf Grundlage dieser Erkenntnisse wurden im Rahmen dieser Arbeit Druckscherproben mit einem Neigungswinkel von 60° auf ihre Festigkeit hin untersucht. Die Geometrieform der Probekörper richtete sich ebenfalls an dem verwendeten Größtkorn des Betons gemäß DIN EN 1992-1-1 (Abbildung 2-3).

Zur Gewährleistung der Klebfugendicke von 3 mm wurde beim Kleben der einzelnen Probekörper eine Hilfsschalung verwendet. Mithilfe der Schalungen, zwei im Vorfeld angefertigten Holzkonstruktionen, konnten zwei Betonhälften mit Stellschrauben fixiert und zueinander ausgerichtet werden. Der gleichmäßige Abstand der Holzkonstruktionen betrug 3 mm. Hierfür wurden Abstandshalter verwendet, die zwischen die Holzschalungen eingelegt wurden (siehe Abbildung 2-4). Zusätzlich wurden die Schalungen vor dem Einlegen der Betonkörper mit einer nicht klebenden transparenten Folie bespannt.

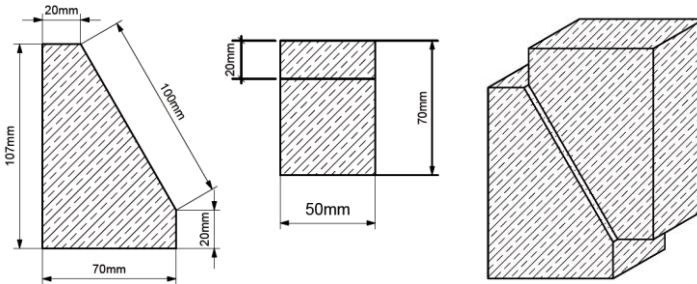


Abbildung 2-3: Probengeometrie der Druckscherproben

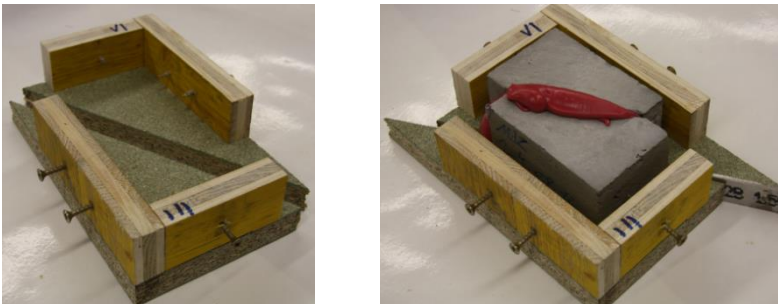


Abbildung 2-4: Führungsschalung zur Herstellung der Druckscherproben

2.4.5 Stahl-Beton-Proben

Analog zu den Druckscherproben wurde bei der Entwicklung einer geeigneten Probenform zur Bestimmung des Scherverhaltens einer geklebten Stahl-Beton-Verbindung die geringe Zugfestigkeit des Betons berücksichtigt. Basierend auf den Untersuchungen von Kessler (Kessler 2012) wurden Betonzylinder in Stahlrohrquerschnitte geklebt. Die in dieser Arbeit als Schubproben bezeichneten Probekörper bestanden aus Betonzylindern mit einem Durchmesser und einer Höhe von jeweils 50 mm, die in ein Stahlrohr mit einer Wandstärke von 15 mm geklebt wurden. Dieses Stahlrohr bzw. der Stahlquerschnitt wurde aus einem Rundstahl mit einem Durchmesser von 180 mm von der Metallwerkstatt der Technischen Universität Kaiserslautern gemäß Abbildung 2-5 angefertigt. Der äußere Radius des gedruckten Stahlrohrquerschnitts, in dem der Betonzylinder eingeklebt werden sollte, betrug 86 mm und war biegestarr mit der 140 mm runden Bodenplatte verbunden. Die runde Bodenplatte sollte in der späteren Versuchsdurchführung als Auflagerung und zur Verhinderung eines senkrecht zur Belastungsrichtung orientierten Ausweichens der Stahlfügeteile dienen. Um eine zusätzliche Druckbeanspruchung der Klebfuge infolge einer Querdehnungsbehinderung des belasteten Betons zu reduzieren, wurden im Bereich des gedruckten Stahlquerschnittes Schlitze mit einer Breite von 5 mm gesägt. Die Schlitze ermöglichen eine Ausdehnung des ringförmigen Stahlquerschnittes infolge einer Querdehnung des auf Druck beanspruchten Betons. Bei einer Missachtung der Querdehnungen erhöht sich die Druckbeanspruchung senkrecht zur Scherbelastungsrichtung der Klebfuge, durch die sich die Scherfestigkeit

der Stahl-Betonverbindung aufgrund eines mehrachsialen Spannungszustands erhöht. Diese Erhöhung spiegelt nicht das Tragverhalten einer reinen Scher-Gleitungs-Verbindung wider. Die Versuchsergebnisse wären für weitere Untersuchungen und Charakterisierung der Materialeigenschaften der Verbindung hinfällig. Diese Festigkeitssteigerung kann auch den Auswertungen der Untersuchungen von Kessler entnommen werden (Kessler 2012).

Vor dem Kleben wurden die Stahlquerschnitte mit dem gedrunenen Querschnitt über die auf einer nicht klebenden Folie stehenden Betonzylinder gestülpt. Zur Lagesicherung der Betonzylinder und zur Gewährleistung einer konstanten Klebschichtdicke von 3 mm wurden Kunststoffkeile verwendet, die nach der Klebstoffinjektion entfernt wurden (siehe Abbildung 2-6 links). Für die Klebstoffinjektion wurde je Stahlrohrsegment eine Bohrung angeordnet (siehe Abb. 2-5 links), durch die die Klebstoffe durch das Mischrohr eingepresst wurden. Um ein Auslaufen des Klebstoffes durch die Schlitze zu verhindern, wurden im Vorfeld nicht klebende Streifen mit einer Stärke von 5 mm bündig bis zum Betonquerschnitt eingesetzt. Durch das bündige Abschließen mit dem Betonzylinder wurde eine geschlossene Ringbildung des Klebstoffs verhindert (Abbildung 2-6 rechts). Nach dem Aushärten der Klebstoffe wurden die nicht klebenden Streifen entfernt und die Injektionsbohrungen aufgebohrt, um Klebstoffrückstände im Bohrloch zu entfernen.

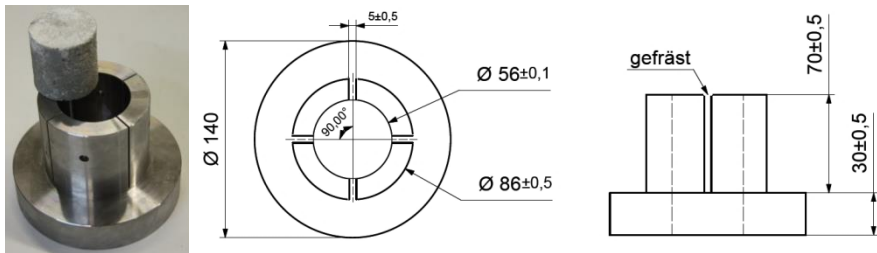


Abbildung 2-5: Probengeometrie der Schubproben



Abbildung 2-6: (links) Blick auf die Unterseite eines verkeilten Betonzylinders, (rechts) frisch geklebte Probe

2.5 Freibewitterung

Zur natürlichen Alterung wurden die geklebten Kleinproben für einen Zeitraum von 18 Monaten auf einem Dach der Technischen Universität Kaiserslautern in einem Neigungswinkel von 45° gelagert. Zur Lagesicherung der Proben wurden Stahlgestelle, die von der AWOK bereitgestellt wurden, verwendet (siehe Abbildung 2-7). Während der gesamten Auslagerungszeit wurden die lokale Luftfeuchtigkeit und die Temperatur mit Datenloggern erfasst.



Abbildung 2-7: Kleinprobenlagerung zur natürlichen Alterung

2.6 Zeitraffende Laboralterung

2.6.1 Alterungsverfahren

Um die Alterung von Klebstoffen zu beschleunigen und eine mögliche Prognose für das Trag- und Verformungsverhalten von natürlich gealterten Klebfugen im hohen Alter aufstellen zu können, wurden an Kleinproben je zwei unterschiedliche zeitraffende (künstliche) Alterungsverfahren angewendet. Bei diesen Alterungsverfahren handelt es sich um eine Wasserimmersion bei 60° C sowie eine feuchte Lagerung bei 60° C und 80 % rel. Luftfeuchtigkeit. Beide zeitraffende Alterungsverfahren wurden über einen Zeitraum von sechs Monaten durchgeführt.

2.6.2 Wasserimmersion

Zur Untersuchung des Einflusses einer Wassereinlagerung in der Klebfuge auf deren Festigkeit und Verformbarkeit wurden die Proben über einen Zeitraum von sechs Monaten in einem mit demineralisiertem Wasser gefüllten Behälter bei 60° C gelagert. Während der Einlagerungszeit konnte eine 100%ige Sättigung der Klebfugen gewährleistet werden. Die damit einhergehenden Änderungen der mechanischen Eigenschaften der Klebfuge werden in Kapitel 3 detaillierter erläutert.

Für die Wassereinlagerung an sich wurden je Klebstoff vier luftdichte Behälter verwendet. Die Kleinproben wurden dabei in Abhängigkeit der Verbundpartner und Klebstoffe getrennt voneinander eingelagert. Ausschlaggebend hierfür war zum einen, dass ein chemischer Einfluss der Klebstoffe untereinander ausgeschlossen werden

kann, zum anderen wurde verhindert, dass der stark alkalische Beton Einfluss auf die Substrat- und Stahlproben nimmt.

2.6.3 Feuchtelagerung bei 60° C

Der zweite beschleunigte Alterungsprozess von Klebverbindungen wurde anhand einer Klimakammer realisiert. Hierbei wurden vereinzelt Proben einer Temperatur von 60° C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80 % ausgesetzt. Durch die erhöhte Temperatur und die feuchte Umgebungsbedingung sollten die Alterungsprozesse des Klebstoffes beschleunigt werden.

Analog zur Wasserimmersion wurden die Kleinproben im Klimaschrank des Fachbereichs Werkstoffe im Bauwesen über einen Zeitraum von sechs Monaten gelagert.



Abbildung 2-8: Klimaschrank

2.6.4 Korrosionsschutz der Stahlkomponenten

Kleinproben, deren Substratkomponenten ganz oder teilweise aus Stahl bestanden, wurden vor der Auslagerung zur Freibewitterung und zeitraffenden Alterung mit einem Drei-Schicht-Korrosionsschutzsystem der Firma Sika beschichtet. Das verwendete Beschichtungssystem wird vorwiegend im Brückenbau verwendet und garantiert gemäß den Herstellerangaben hochwertigen Schutz vor Korrosion. Laut diesen Herstellerangaben wird unter normalen klimatischen Bedingungen ein Korrosionsschutz für mehr als 50 Jahre gewährleistet. Trotz Herstellerangaben wurden zusätzlich zur Beurteilung des Beschichtungssystems Untersuchungen in einer Salzsprühnebelkammer gemäß DIN ISO 9227 durchgeführt. Vorbehandelte S235-JR-Blechproben (gemäß Tabelle 2-3) mit aufgebrachtem Korrosionsschutz wurden über einen Zeitraum von sechs Monaten eingelagert. Nach der Entnahme aller Proben konnte augenscheinlich keine Korrosionsspuren oder eine Beschädigung der Beschichtung festgestellt werden.



Abbildung 2-9: (links) Proben ohne Beschichtung, (mittig) beschichtete Proben, (rechts) Proben nach der Entnahme aus der Salzsprühnebelkammer

3 Durchführung der Versuche mit Kleinproben und Versuchsergebnisse

3.1 Vorbemerkung

In diesem Kapitel wird auf die Versuchsdurchführungen, die zur Bestimmung der Materialeigenschaften und Scherfestigkeiten aller Proben durchgeführt wurden, im Detail eingegangen. Darin inbegriffen erfolgt ein Vergleich der ausgewerteten Versuchsergebnisse der ungealterten Proben mit Proben, die nach oben beschriebenen Verfahren gealtert wurden.

3.2 Bulkproben

3.2.1 Versuchsaufbau der Bulkproben

Die Bulkproben wurden in einem klimatisierten Prüflabor (23° C, 60 % rel. Luftfeuchte) der Arbeitsgruppe Werkstoff- und Oberflächentechnik der Technischen Universität Kaiserslautern getestet. Zur Spezifikation der Werkstoffkenngrößen wurde eine Prüfeinrichtung der Firma Messtechnik bereitgestellt. Die Bulkproben wurden dabei an den breiten Kopfstellen mithilfe einer mechanischen Einspannvorrichtung kraftschlüssig mit dem Prüfrahmenspannt. Die aufgebrachte Kraft wurde mit einer 20-kN-Kraftmessdose gemessen. Die Dehnung der zu testenden Prüfkörper wurde mit einem photogrammetrischen Messsystem erfasst. Hierbei wurden zwei schwarz-weiß gestreifte Längsstreifen auf die Probe im gedregungenen Bereich aufgeklebt. Die Längsstreifen bilden für die verwendete Kameratechnik die nötigen Referenzpunkte, anhand derer die Software die Längsdehnung während der Versuchsdurchführung ermittelt. Des Weiteren wurde die Querdehnung der Proben senkrecht zur Belastungsrichtung gemessen. Der Versuchsaufbau ist in der folgenden Abbildung 3-1 abgebildet.

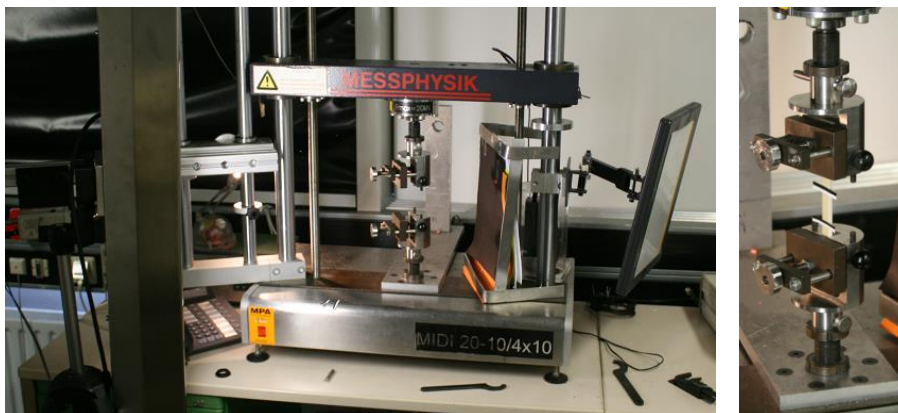


Abbildung 3-1: Prüfeinrichtung der Bulkprobenversuche (links), eingespannte Bulkprobe(rechts)

Die Bulkproben wurden mit einer konstanten Dehnrage von 1 % pro Minute bis zum Bruch auf Zug belastet. Anhand der gemessenen Parameter wurde neben Bruchkraft und Dehnfähigkeit ebenfalls der Elastizitätsmodul der Bulkproben in Anlehnung an DIN EN ISO 527-1 ermittelt (vgl. Abbildung 3-2). Die zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls erforderliche Spannung resultierte aus dem Quotienten der gemessenen Kraft und den Querschnittsabmessungen der Probe, die im Vorfeld vor jeder Versuchsdurchführung mit einer kalibrierten elektronischen Schieblehre gemessen wurde. Die mechanische Gleichung (Gl. 3-1) zur Ermittlung der Spannung lautet wie folgt:

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{F}{b \cdot d} \quad (\text{Gl. 3-1})$$

Mit: F= gemessene Kraft

b= Probenbreite an der maßgebenden Stelle (Bruch)

d= Probendicke an der maßgebenden Stelle (Bruch)

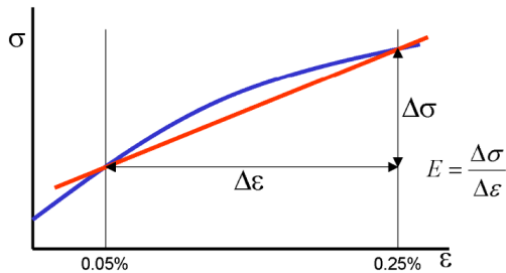


Abbildung 3-2: Bestimmung des E-Moduls nach DIN EN ISO 527-1

3.2.2 Versuchsergebnisse der Bulkproben mit Hilti HIT RE 500

Der Bruch trat bei allen Proben mit Hilti HIT RE 500 ohne Ausbildung eines definierten Fließplateaus zwischen den beiden Messmarken spontan auf. Eine Einschnürung oder eine Farbveränderung des Klebstoffes an den Bruchkanten während oder nach der Belastung konnten nicht festgestellt werden. Ebenfalls konnte kein Einfluss der unterschiedlichen Alterungsverfahren auf das Bruchverhalten beobachtet werden. Repräsentativ werden in folgenden Diagrammen (siehe Abbildung 3-3) die Spannungs-Dehnungs-Verläufe aller getesteten Proben dargestellt. Die ausgewerteten Versuchsergebnisse der getesteten Bulkproben des Hilti HIT RE 500 sind in Tabelle 3-1 zusammengefasst.

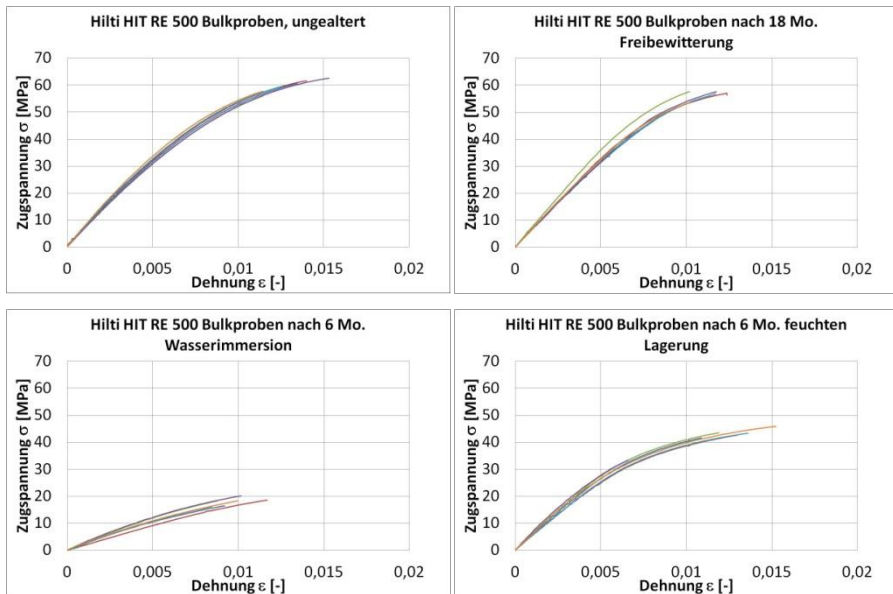


Abbildung 3-3: Spannungs-Dehnungs-Verläufe der Bulkproben mit Hilti HIT RE 500

Tabelle 3-1: Ergebnisse der Bulkproben mit Hilti HIT RE 500

	Max. Spannung		Bruchdehnung		Sekantenmodul	
	MW	Stabw.	MW	Stabw.	MW	Stabw.
	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]
ungealtert	59,96	±2,46	0,013	±0,002	6766	±299
Freibewitterung	55,63	±2,72	0,011	±0,001	6716	±300
Wasserimmersion	17,98	±1,49	0,010	±0,001	2324	±258
feuchte Lagerung	43,41	±1,62	0,012	±0,002	5513	±289

Nach der Entnahme der Proben aus der Versuchseinrichtung wurden die jeweiligen Bruchflächen makroskopisch in Augenschein genommen. Im Gegensatz zu den ungealterten, freibewitterten und feucht gelagerten Proben konnte bei den im Wasser gelagerten Proben keine einheitlich marmorierte Bruchfläche beobachtet werden. Hier hingegen konnten Hohlräume und Schicht- bzw. Lamellenbildungen an der Bruchfläche festgestellt werden. Die angesprochenen Lamellen an der Klebstoffoberfläche deuten auf eine irreversible Quellung und Schädigung der Klebstoffstruktur infolge einer Wassereinlagerung hin. In den folgenden Abbildungen sind repräsentativ die Bruchflächen der gealterten Bulkproben dargestellt.

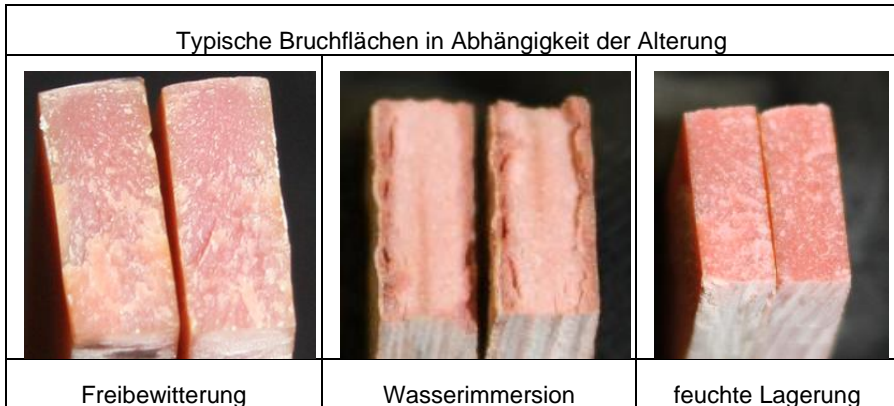


Abbildung 3-4: Bruchbilder der Bulkproben mit Hilti HIT RE 500

3.2.3 Versuchsergebnisse der Bulkproben mit Körapur 666/90

Im Gegensatz zu den Proben aus dem Epoxidharzklebstoff Hilti HIT RE 500 konnte bei den ungealterten Bulkproben mit Körapur 666/90 nach dem Erreichen der maximalen Festigkeit eine Entfestigung festgestellt werden, die durch einen abfallenden Spannungs-Dehnungs-Verlauf nach Erreichen des Spannungspeaks, gekennzeichnet war. Das Entfestigungsverhalten konnte bei den freibewitterten und feucht gelagerten Proben in einem solch ausgeprägten Maß nicht mehr beobachtet werden. Lediglich die im Wasser gelagerten Proben wiesen ein auffälliges, weiches und fließähnliches Verhalten auf. Eine Einschnürung oder eine Farbveränderung des Klebstoffes an allen Bruchkanten konnte analog zu dem Epoxidharzklebstoff nicht festgestellt werden. Repräsentativ werden in den folgenden Diagrammen die Spannungs-Dehnungs-Verläufe aller Proben dargestellt. Daran anschließend sind die maßgeblichen Parameter der Versuchsauswertung in Tabelle 3-2 zusammengefasst.

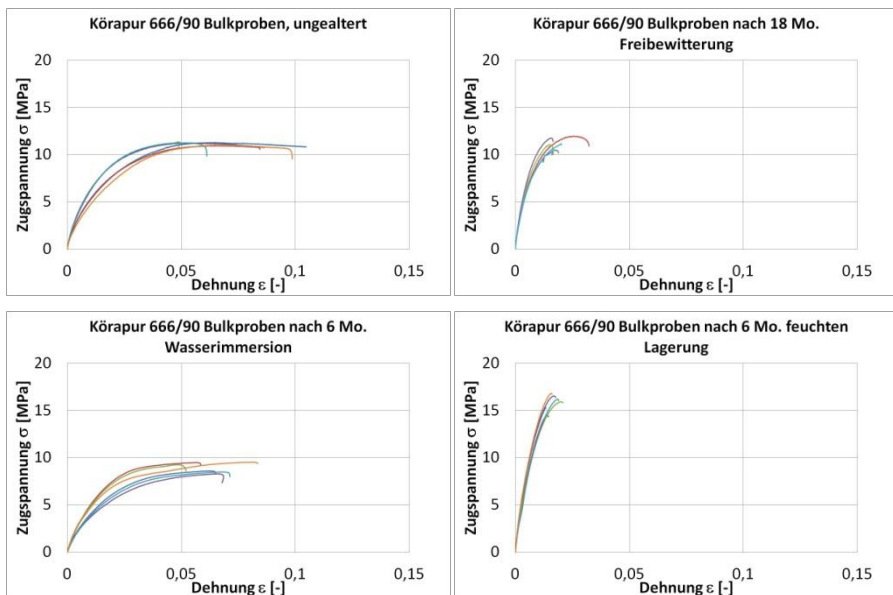


Abbildung 3-5: Spannungs-Dehnungs-Verläufe der Bulkproben mit Körapur 666/90

Tabelle 3-2: Ergebnisse der Bulkproben mit Körapur 666/90

	Max. Spannung		Bruchdehnung		Sekantenmodul	
	MW	Stabw.	MW	Stabw.	MW	Stabw.
	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]
ungealtert	11,47	±0,70	0,065	±0,022	772	±107
Freibewitterung	11,29	±0,58	0,019	±0,004	1431	±98
Wasserimmersion	8,96	±0,55	0,062	±0,015	599	±76
feuchte Lagerung	15,87	±0,86	0,016	±0,003	1721	±175

Im Gegensatz zu dem Epoxidharzklebstoff konnten alle Bruchflächen als homogen klassifiziert werden. Anzeichen oder Auffälligkeiten, die auf eine zerstörte innere Klebstoffstruktur hindeuten könnten, konnten nicht festgestellt werden. Lediglich anhand des Grads der Verfärbung konnten die Proben den unterschiedlichen Alterungsverfahren zugeordnet werden. In den folgenden Abbildungen sind repräsentativ die Bruchflächen der gealterten Bulkproben dargestellt. Zu erkennen ist eine Aufhellung der Klebstoffstruktur nach der Lagerung im Wasserbad und eine Verdunkelung nach der Freibewitterung. Die Verdunklung lässt sich auf die UV-Belastung der Sonneneinstrahlung zurückführen. Ebenfalls ist an der Stelle anzumerken, dass die sonnenzugewandte Seite der Bulkprobe deutlich dunkler war als die Schattenseite, was wiederum die Annahme einer UV-induzierten Verfärbung bekräftigt. Die Aufhellung der im Wasser gelagerten Proben deutet auf eine Aufweichung und Entfestigung der Klebstoffstruktur hin.

Typische Bruchflächen in Abhängigkeit der Alterung		
		
18 Mo. Freibewitterung	6 Mo. Wasserimmersion	6 Mo. feuchte Lagerung

Abbildung 3-6: Bruchbilder der Bulkproben mit Körapur 666/90

3.2.4 Vergleich der Versuchsergebnisse

In der folgenden Abbildung 3-7 sind die Mittelwerte der maximal erreichten Zugspannungen aller getesteten Bulkproben in Form eines Säulendiagramms für eine Vergleichsbetrachtung dargestellt.

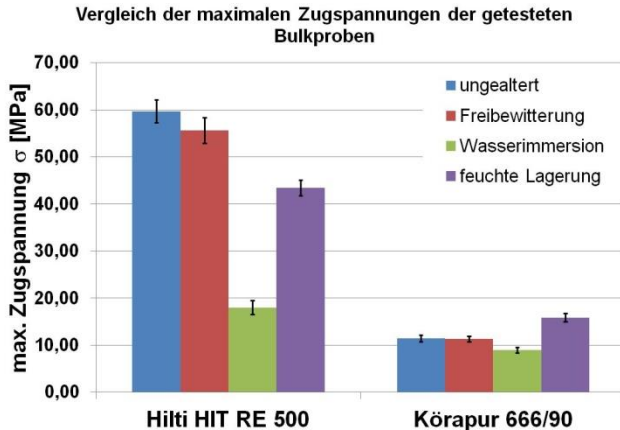


Abbildung 3-7: Vergleich der maximalen Zugspannungen der Bulkproben mit Hilti HIT RE 500 und Körapur 666/90

Im konkreten Vergleich der Ergebnisse wird deutlich, dass die Freibewitterung im Rahmen der Standardabweichung nahezu keinen Einfluss auf die maximale Zugfestigkeit aller Probenserien genommen hat. Gravierender waren die Auswirkungen einer Wasserlagerung bei 60° C auf das Material- und Bruchverhalten, speziell bei den Epoxidharzproben.

Bei den Polyurethanproben konnte nach der feuchten Lagerung eine erhöhte Festigkeit und Steifigkeit dokumentiert werden. Ursache hierfür ist eine temperaturabhängige Reaktion der Grundkomponenten, die eine Nachvernetzung der Polymerketten zur Folge hat. Diese Nachvernetzung der Polymere und die daraus resultierende Verfestigung der Klebstoffstruktur führt zu einer erhöhten Kohäsion, womit eine erhöhte Festigkeit mit einer gleichzeitigen Reduktion des Verformungsvermögens einhergeht. Im Gegensatz dazu konnte bei den im Wasser gelagerten Proben eine geringere Zugfestigkeit mit einer erhöhten Verformbarkeit festgestellt werden. Die Wasseranlagerung im Klebstoff führt zu einer Aufweichung der Struktur, die physikalisch reversibel ist, da die Polymerketten infolge der Wassereinlagerungen nicht zerstört werden.

3.3 DMTA-Analyse der Klebstoffe

Parallel zu den quasi-statischen Untersuchungen wurden die thermomechanischen Eigenschaften der Klebstoffe in einer Dynamisch-Mechanischen-Thermischen Analyse (kurz: DMTA) ermittelt. Mit einer DMTA lassen sich detaillierte Aussagen über das temperatur- und frequenzabhängige Werkstoffverhalten von Polymeren treffen, die für eine praxisrelevante Klebstoffstoffanwendung, speziell in Hinblick auf die Dämpfung und Wärmebeständigkeit, von entscheidender Bedeutung sind. Der schematische Aufbau einer DMTA-Anlage ist in der folgenden Abbildung 3-8 dargestellt.

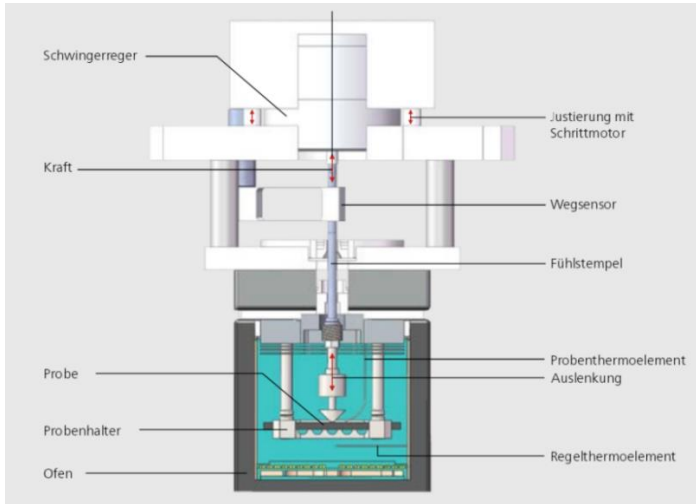


Abbildung 3-8: Aufbau des Gerätes mit der Bezeichnung „DMA 242“ der Firma Netzsch

Die DMTA wurde mit einem Gerät der Bezeichnung „DMA 242“ der Firma Netzsch durchgeführt. Hierbei werden die viskoelastischen Eigenschaften der Klebstoffe während eines kontrollierten Temperatur- und Frequenzprogrammes gemessen. Während dieser Messung wird eine sinusförmige Kraft auf die Probe aufgebracht, die eine sinusförmige Verformung zur Folge hat. Bei dieser Untersuchung wird die zeitliche Phasenverschiebung zwischen Kraft und Deformation aufgrund des viskoelastischen Materialverhaltens der Proben gemessen. Basierend auf mathematischen Berechnungen resultiert der Speichermodul E^I und das Verlustmodul E^{II} . Der Verlustfaktor $\tan \delta$ resultiert aus dem Verhältnis der beiden Module.

Speichermodul E^I : repräsentiert die elastische Steifigkeit eines Materials und beschreibt die mechanische Arbeit, die während der Belastungsperioden gespeichert wird.

Verlustmodul E^{II} : ist ein Maß für die Schwingungsenergie, die während der Belastungsperioden in Wärme umgewandelt wird.

Verlustfaktor $\tan \delta = \frac{E^{II}}{E^I}$: charakterisiert die mechanische Dämpfung oder innere Reibung eines viskoelastischen Klebstoffsystems.

Zur Bestimmung des Glasübergangsbereichs der Klebstoffe wurde der Bereich der Onsettemperatur im Zusammenhang mit den Maxima der Verlustmodulkurven herangezogen. Der Bereich des Glasübergangs trennt die spröden energieelastischen Bereiche von den weichen entropieelastischen Bereichen der Klebstoffe.

In den folgenden Diagrammen in Abbildung 3-9 sind die ausgewerteten DMTA-Messungen der beiden untersuchten Klebstoffe im ungealterten sowie nach der Freibewitterung dargestellt. Die Ergebnisse der DMTA wurden in Anschluss mit dynamischen Schwinguntersuchungen von großmaßstäblichen Verbundträgern verglichen. Die Schwingungsuntersuchung der großen Träger wird detailliert in Kapitel 4 beschrieben.

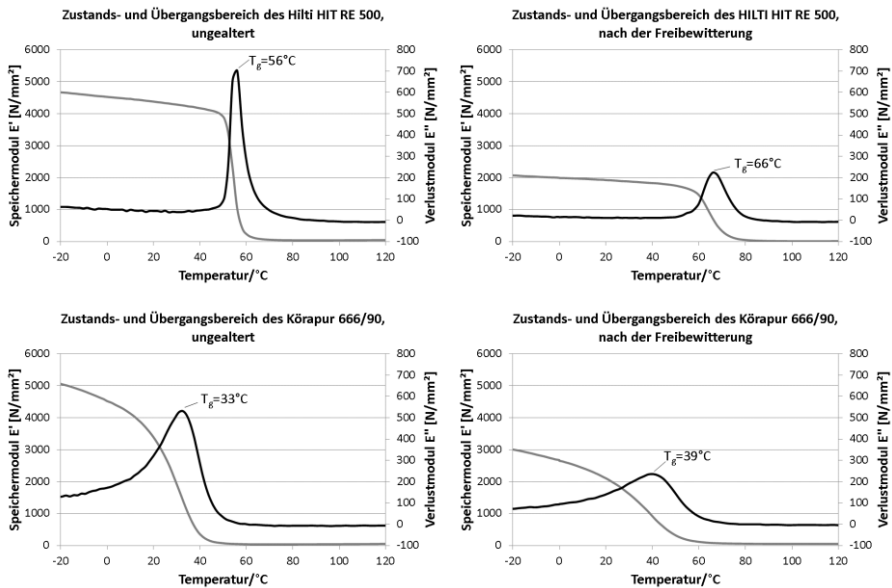


Abbildung 3-9: Ergebnisse der DMTA bei einer Frequenz von 1 Hz

Tabelle 3-3: Glasübergangstemperaturen der Klebstoffe

Klebstoff	Alter	Glasübergangstemperatur T_g [°C]
Hilti HIT RE 500	ungealtert	56
	freibewittert	66
Körapur 666/90	ungealtert	33
	freibewittert	39

3.4 Bestimmung der Prüfgeschwindigkeit

3.4.1 Berücksichtigung der Viskoelastizität

Ein wichtiger Punkt vor der Untersuchung der Kleinproben auf ihre mechanischen Eigenschaften ist die Bestimmung der Prüfgeschwindigkeiten der Zylinderkolben, mit denen die jeweiligen Versuchsproben getestet werden. Untersuchungen zeigten (Kessler 2012), dass aufgrund des viskoelastischen Werkstoffverhaltens der Klebstoffe die Prüfgeschwindigkeit einen erheblichen Einfluss auf die Steifigkeit und Festigkeit hat. Somit war eine Ermittlung der Prüfgeschwindigkeiten der unterschiedlichen Kleinproben für einen repräsentativen Vergleich untereinander und mit den Klebfugen der Verbundträger unabdingbar. Zur Bestimmung der Geschwindigkeit wurde die Energie ermittelt, die innerhalb einer definierten Zeit in das Volumen der Klebstoffe eingeleitet wird. Hierfür wurden als Referenzen bzw. Ausgangsgrößen die Bulkprobenergebnisse herangezogen. Die Bulkproben wurden dehnratengesteuert mit 1 % Dehnung pro Minute belastet. In den vorliegenden Messdaten von der Prüfung der Bulkproben waren neben den Kraft- und Verformungsgrößen auch die Geschwindigkeiten in der Einheit mm/min datiert. Geschwindigkeitsänderungen infolge fließähnlichen Verhaltens der Werkstoffe wurden bei der folgenden Herleitung nicht berücksichtigt. Somit wurden die Geschwindigkeiten lediglich im Anfangsbereich der Spannungs-Dehnungs-Beziehung ermittelt und errechnet. Für die Bestimmung der eingeleiteten Energie wurde vereinfacht die Longitudinalarbeit eines senkrecht gezogenen Werkstoffes herangezogen.

Die physikalische Arbeit wird auf Grundlage der mechanischen Gesetze wie folgt ermittelt:

3.4.2 Longitudinalarbeit W_L

$$W_L = \frac{EA}{2L_0} \cdot s^2 \quad (\text{Gl. 3-2})$$

Mit:	E	Elastizitätsmodul des betrachteten Klebstoffes in N/mm ²
	A	Beanspruchte Querschnittsfläche in mm ²
	L_0	Ursprungslänge des Querschnittes in mm
	s	Längenänderung in mm

Die Energieeinbringungsrate μ_L gemäß (Gl. 3-3) beschreibt, wie viel Energie (physikalische Arbeit W_L gemäß (Gl. 3-2)) pro Volumen V in Abhängigkeit der Zeit t in einen Werkstoff eingeleitet wird.

$$\mu_L = \frac{W_L}{V \cdot t} \quad (\text{Gl. 3-3})$$

Mit:	V	Volumen des Klebstoffes in mm ³
	t	Zeit in s

Bei den Bulkproben wurde zur Vereinfachung das Volumen des gedrungenen Querschnittes zwischen beiden Ausrundungsradien gewählt, da hier angenommen werden kann, dass der Werkstoff gleichmäßig und einachsig beansprucht wird.

Unter der Annahme einer konstanten Dehnrates des Werkstoffes lässt sich anhand der Daten der Versuchsergebnisse rückschließen, um wie viel Millimeter der Werkstoff innerhalb einer Sekunde gestreckt wurde.

Als anschauliches Beispiel werden die Ergebnisse der Epoxidharzproben herangezogen. Aus den Versuchsergebnissen der Hilti HIT RE-500 Proben konnte bei einer Dehnrates von 1 % Dehnung pro Minute ausgewertet werden, dass die Prüfgeschwindigkeit 0,5 mm/min betrug. Auf eine Sekunde bezogen, entspricht dies einer Geschwindigkeit von $v = 0,00833$ mm/s.

Mit der Bekanntheit der Prüfgeschwindigkeiten können die konstanten Energieeinbringungsrates μ_L für die getesteten Bulkproben gemäß (Gl. 3-4) errechnen werden.

$$\mu_L = \frac{W_L}{V \cdot t} = \frac{E \cdot A \cdot s^2}{2 \cdot L_0 \cdot V \cdot t} = \frac{E \cdot A \cdot v^2 \cdot t}{2 \cdot L_0 \cdot V} \quad (\text{Gl. 3-4})$$

Mit:	E	Elastizitätsmodul des betrachteten Klebstoffes in N/mm ²
	A	Beanspruchte Querschnittsfläche in mm ²
	L ₀	Ursprungslänge des Querschnitts in mm
	v	Prüfgeschwindigkeit in mm/s
	t	Zeit in s
	V	Volumen des Klebstoffes in mm ³

3.4.3 Scherenergie W_s und Prüfgeschwindigkeit von Scherproben

Zur Ermittlung der Prüfgeschwindigkeit von scherbeanspruchten Probekörper wird die Schubfederarbeit W_s gemäß (Gl. 3-5) zur Ermittlung der Prüfgeschwindigkeit herangezogen.

$$W_s = \frac{G \cdot \gamma^2 \cdot V}{2} \quad (\text{Gl. 3-5})$$

Mit:	G	Schubmodul des betrachteten Klebstoffes in N/mm ²
	V	Volumen des Klebstoffes in mm ³
	γ	Gleitung

Die Gleitung γ resultiert aus der Relativverschiebung s der beiden Fügeile geteilt durch die Klebschichtdicke d .

Für die Berechnung der Prüfgeschwindigkeit wird die Gleichung (Gl. 3-6) der Energieeinbringungsrate μ von scherbbeanspruchten Proben angewendet:

$$\mu = \frac{W_s}{V \cdot t} = \frac{G \cdot \left(\frac{s}{d}\right)^2}{2 \cdot t} \quad (\text{Gl. 3-6})$$

Aufgelöst nach der gesuchten Größe v_s und unter Berücksichtigung der Energieeinbringungsrate μ_L der Bulkproben ergibt sich für die Prüfgeschwindigkeit von scherbbeanspruchten Kleinproben folgender Ausdruck (Gl. 3-7):

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu_L \cdot 2 \cdot d^2}{G \cdot t}} \quad (\text{Gl. 3-7})$$

- Mit: μ_L Energieeinbringungsrate μ_L der Bulkproben gemäß (Gl. 3-4)
 d Klebschichtdicke in mm
 G Schubmodul des betrachteten Klebstoffes in N/mm²
 t Zeit in s
 v_s Prüfgeschwindigkeit von Scherproben in mm/s

3.4.4 Sonderregelung der Druckscherproben

Bei der Ermittlung der Prüfgeschwindigkeiten von Druckscherproben wurde die Besonderheit der mehrachsialen Beanspruchung berücksichtigt. Aufgrund der Probengeometrie wird die Klebfuge während der Versuchsdurchführung simultan einer Druck- und Scherbelastung ausgesetzt. Die Gesamtenergie W_{ges} wird dabei vereinfacht und analog zu den Kraftanteilen in eine Longitudinalenergie W_L und eine Scherenergie W_s aufgeteilt. Die Wirkungsrichtung, verdeutlicht durch die Kraftanteile F_s und F_L , ist in der folgenden Abbildung 3-10 dargestellt.

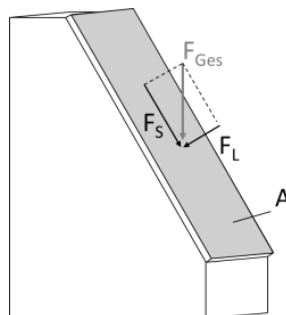


Abbildung 3-10: Kräfteaufteilung einer beanspruchten Druckscherprobe

Die Gesamtenergie W_{ges} gemäß (Gl. 3-8) setzt sich aus der Longitudinalenergie W_L (Gl. 3-9) und der Scherenergie W_S (Gl. 3-10) zusammen:

$$W_{\text{ges}} = \sqrt{W_L^2 + W_S^2} \quad (\text{Gl. 3-8})$$

Mit:

$$W_L = \frac{EA}{2 \cdot L_0} \cdot (s_D \cdot \sin(30^\circ))^2 \cdot \frac{EA}{2 \cdot d} \cdot (s_D \cdot \sin(30^\circ))^2 \quad (\text{Gl. 3-9})$$

$$W_S = \frac{G \cdot \left(\frac{s_D \cdot \cos(30^\circ)}{d}\right)^2 \cdot V_D}{2} \quad (\text{Gl. 3-10})$$

daraus ergibt sich für W_{ges} (Gl. 3-11):

$$W_{\text{ges}} = \sqrt{\frac{E^2 A^2}{4 \cdot d^2} \cdot s_D^4 \cdot \sin^4(30^\circ) + \frac{G^2 \cdot s_D^4 \cdot \cos^4(30^\circ)}{4 \cdot d^2} \cdot V_D^2} \quad (\text{Gl. 3-11})$$

Für die Berechnung der Prüfgeschwindigkeit wird die Gleichung (Gl. 3-12) der Energieeinbringungsrate μ von Druckscherproben angewendet:

$$\mu = \frac{W_{\text{ges}}}{V_D \cdot t} \quad \rightarrow \quad W_{\text{ges}} = \mu \cdot V_D \cdot t \quad (\text{Gl. 3-12})$$

Die Gleichung (Gl. 3-11) wird in die Bedingung für μ (Gl. 3-12) eingesetzt

$$\mu \cdot V_D \cdot t = s_D^2 \sqrt{\frac{E^2 A^2}{4 \cdot d^2} \cdot \sin^4(30^\circ) + \frac{G^2 \cdot \cos^4(30^\circ) \cdot V_D^2}{4 \cdot d^2}}$$
$$\rightarrow \quad \mu \cdot V_D = v_D^2 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E^2 A^2}{4 \cdot d^2} \cdot \sin^4(30^\circ) + \frac{G^2 \cdot \cos^4(30^\circ) \cdot V_D^2}{4 \cdot d^2}}$$

Unter Berücksichtigung der Energieeinbringungsrate μ_L der Bulkproben ergibt sich für die Prüfgeschwindigkeit v_D von Druckscherproben folgende Gleichung (Gl. 3-13):

$$v_D = \frac{\mu_L \cdot V_D}{t \cdot \sqrt{\left(\frac{EA \cdot \sin^2(30^\circ)}{2 \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{G \cdot \cos^2(30^\circ) \cdot V_D}{2 \cdot d}\right)^2}} \quad (\text{Gl. 3-13})$$

- Mit μ_L Energieeinbringungsrate μ_L gemäß (Gl. 3-4)
 V_D Volumen des Klebstoffes in mm^3
 E Elastizitätsmodul des betrachteten Klebstoffes in N/mm^2
 G Schubmodul des betrachteten Klebstoffes in N/mm^2
 A Klebfläche in mm^2
 d Klebschichtdicke in mm
 t Zeit in s

3.4.5 Prüfgeschwindigkeit der unterschiedlichen Kleinprobenarten

Mit den ermittelten Formeln aus Unterkapitel 3.4.3 und 3.4.4 wurde für jeden Klebstoff in Abhängigkeit der Probengeometrie die Prüfgeschwindigkeit ermittelt. Die Geschwindigkeiten der Versuchseinrichtungen, die während der Durchführung der jeweiligen Kleinproben eingestellt wurden, sind in der folgenden Tabelle 3-4 aufgelistet.

Tabelle 3-4: Prüfgeschwindigkeiten der Kleinproben

Proben	Klebstoff	Prüfgeschwindigkeit
	[-]	[mm/min]
Zugscherprobe	Hilti HIT-RE 500	0,041
	Körapur 666/90	0,042
Schubprobe	Hilti HIT-RE 500	0,041
	Körapur 666/90	0,042
Druckscherprobe	Hilti HIT-RE 500	0,028
	Körapur 666/90	0,016

3.5 Stahl-Stahl-Proben

3.5.1 Versuchsaufbau der Zugscherproben

Die Zugscherproben wurden analog zu den Bulkproben in einem klimatisierten Prüflabor (23° C, 60 % rel. Luftfeuchte) der Arbeitsgruppe Werkstoff- und Oberflächentechnik der Technischen Universität Kaiserslautern getestet. Zur Versuchsdurchführung und Bestimmung des Scherverhaltens geklebter Stahl-Stahl-Verbindungen wurde eine Prüfeinrichtung der Firma Messtechnik bereitgestellt. Die Zugscherproben wurden dabei mit Stahlbolzen an die gelenkige Befestigungskonstruktion der Prüfeinrichtung angeschlossen. Die aufgebrachte Kraft wurde mit einer 20-kN-Kraftmessdose gemessen, die im Vorfeld in die Prüfeinrichtung eingebaut wurde. Zur Bestimmung der Relativverschiebung der Stahlsubstrate wurde wiederum das photogrammetrische Messsystem, das schon bei den Bulkproben zum Einsatz kam, verwendet. Die schwarz-weißen Messmarken wurden dabei auf Höhe der Klebstoffränder senkrecht zur Belastungsrichtung angebracht. Der Versuchsaufbau ist in der folgenden Abbildung 3-11 dargestellt.

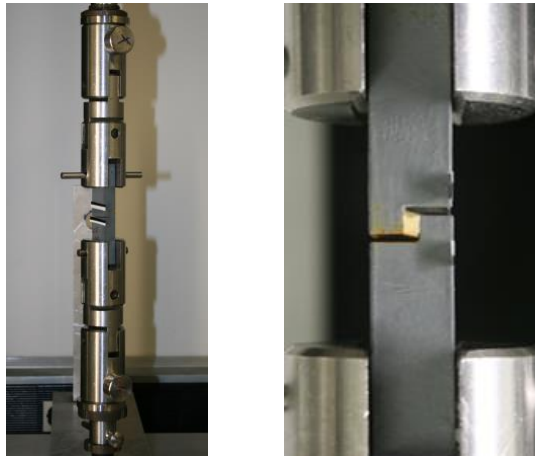


Abbildung 3-11: (links) Versuchsaufbau einer Zugscherprobe, (rechts) Körapur-Probe kurz vor dem Versagen

Die errechnete Schubspannung resultiert aus dem Quotienten der gemessenen Kraft und der Klebfläche. Die Klebfläche wurde im Vorfeld mit einem Messmikroskop und einer Schieblehre gemessen. Die Schubspannungen wurden mit folgender Gleichung (Gl. 3-14) errechnet.

$$\tau = \frac{F}{A_K} = \frac{F}{b \cdot a} \quad (\text{Gl. 3-14})$$

Mit: F= gemessene Kraft

b= Klebstoffbreite

a= Klebstofflänge

Die in den folgenden Diagrammen präsentierte Gleitung γ (Gl. 3-15) der Versuchsergebnisse resultiert aus dem Quotienten der gemessenen Relativverschiebungen s und den Klebschichtdicken d .

$$\gamma = \frac{s}{d} \quad (\text{Gl. 3-15})$$

Mit: s = Relativverschiebung in mm

d = Klebschichtdicke in mm

3.5.2 Versuchsergebnisse der Zugscherproben mit Hilti HIT RE 500

Mit Ausnahme der im Wasser gelagerten Proben trat bei allen anderen Probekörpern, unabhängig von der Art der Alterung, ein makroskopischer Adhäsionsbruch auf, der spontan und ohne Vorankündigung entstand (siehe Abbildung 3-12).

Im Gegensatz dazu konnte bei den im Wasser gelagerten Proben ein substratnaher Kohäsionsbruch festgestellt werden. Ein weiteres Merkmal, das sich von den übrigen Proben unterschied, war das Entfestigungsverhalten während der Versuchsdurchführung. Nachdem die Schubspannungsspitze erreicht wurde, nahm mit stetig steigender Verformung die Schubspannung ab. Nachdem der Bruch eingetreten war, konnten Spuren von Schwarzrost auf den Stahloberflächen festgestellt werden (siehe Abbildung 3-13).

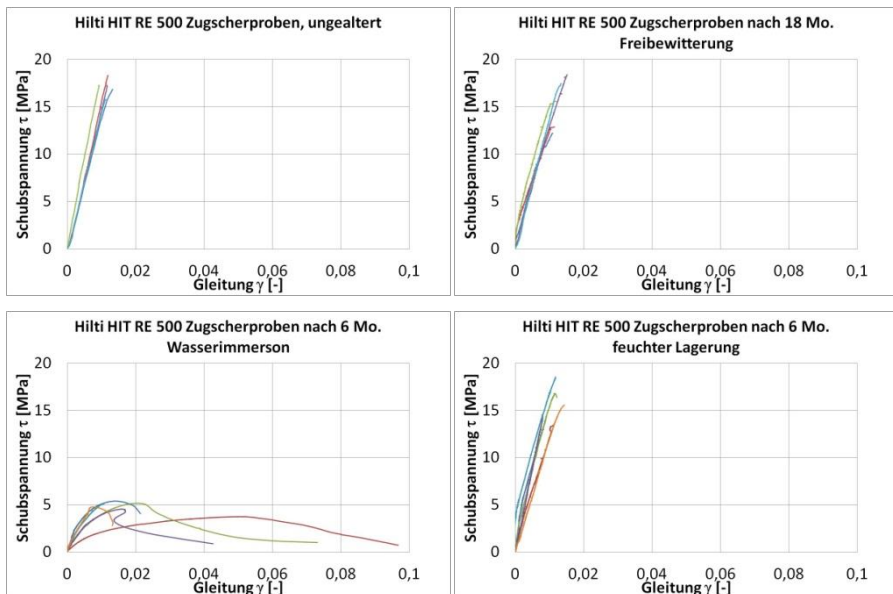


Abbildung 3-12: Schubspannungs-Gleitungs-Diagramme der Zugscherproben mit Hilti HIT RE

Im Rahmen der Standardabweichungen der Scherfestigkeiten und Gleitungen konnte bei den freibewitterten Proben sowie bei den Proben aus der Feuchtekammer im Vergleich mit den Ergebnissen der ungealterten Proben keine signifikante Änderung festgestellt werden, wohingegen sich das Materialverhalten des Klebstoffes nach einer Wasserlagerung bei 60° C in Sachen Festigkeit, Verformbarkeit und Bruchverhalten gänzlich geändert hat (Tabelle 3-5).

Tabelle 3-5: Ergebnisse der Zugscherproben mit Hilti HIT RE 500

	max. Schubspannung τ		dazugehörige Gleitung γ	
	MW	Stabw	MW	Stabw
	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
ungealtert	17,09	±0,92	0,0115	±0,0014
Freibewitterung	15,56	±2,49	0,012	±0,0019
Wasserimmersion	4,81	±0,60	0,020	±0,0156
feuchte Lagerung	15,58	±1,83	0,011	±0,0025

Die Bruchbilder der Proben sind in den folgenden Abbildungen 3-13 dargestellt.

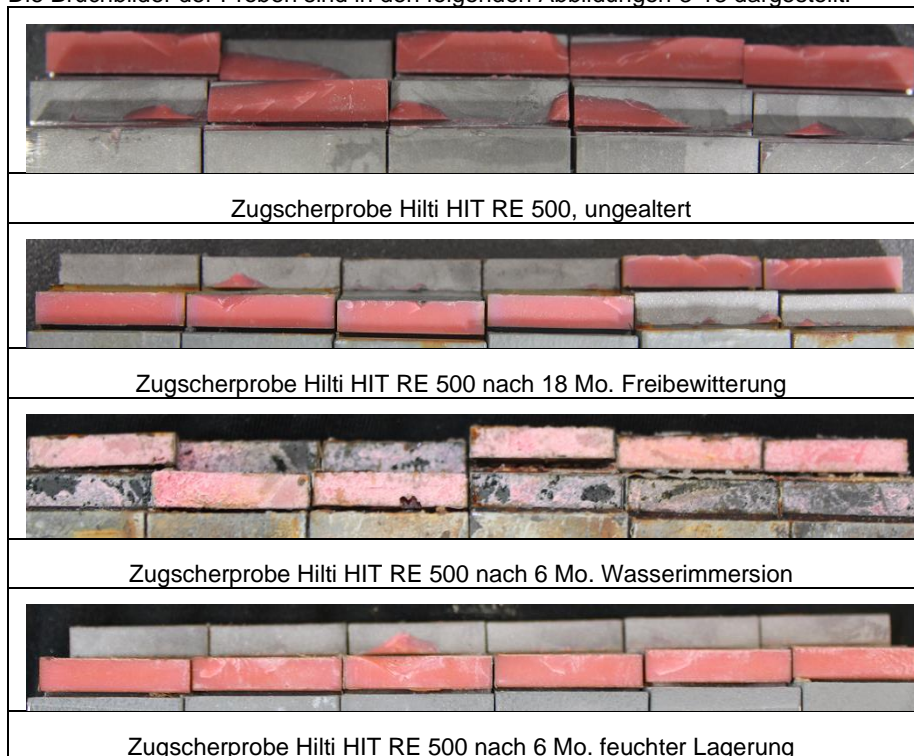


Abbildung 3-13: Bruchbilder der Zugscherproben mit Hilti HIT RE 500

3.5.3 Versuchsergebnisse der Zugscherproben mit Körapur 666/90

Bei allen getesteten Proben konnte das gleiche Bruchverhalten beobachtet werden. Nachdem die maximale Schubspannung erreicht wurde, kam es bei allen Proben zu einer Entfestigung, ausgeprägt in einer kontinuierlich abfallenden Spannungs-Gleitungs-Beziehung. Nach der Entnahme der Proben aus der Versuchseinrichtung wurden die Bruchflächen begutachtet. Bei allen Zugscherproben mit Körapur 666/90 (unabhängig der Alterung sowie Lagerungsbedingung) konnte ein substratnaher Kohäsionsbruch festgestellt werden.

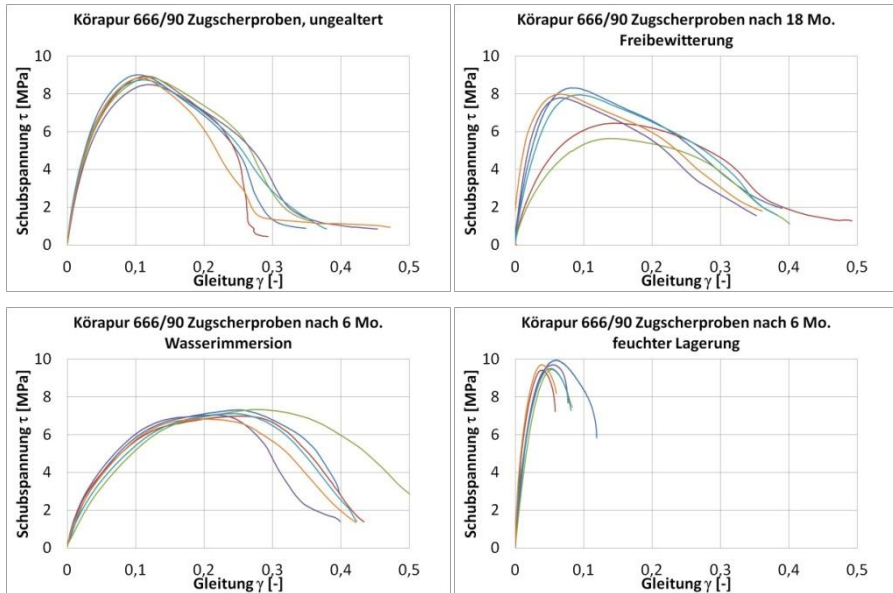


Abbildung 3-14: Schubspannungs-Gleitungs-Diagramme der Zugscherproben mit Körapur 666/90

Tabelle 3-6: Ergebnisse der Zugscherproben mit Körapur 666/90

	max. Schubspannung τ		dazugehörige Gleitung γ	
	MW	Stabw	MW	Stabw
	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
ungealtert	8,83	$\pm 0,19$	0,1117	$\pm 0,0067$
Freibewitterung	7,19	$\pm 0,96$	0,1115	$\pm 0,0375$
Wasserimmersion	7,12	$\pm 0,19$	0,2376	$\pm 0,0300$
feuchte Lagerung	9,64	$\pm 0,20$	0,0496	$\pm 0,0089$

Sowohl die Freibewitterung als auch die Wasserlagerung hatten einen negativen Einfluss auf die Schubfestigkeit. Zusätzlich konnte die weichmachende Wirkung des Wassers und die damit einhergehende Erhöhung der Verformung, wie sie schon zuvor bei den Bulkproben festgestellt wurde, mit dieser Versuchsserie bekräftigt werden. Die Freibewitterung hatte nahezu keinen Einfluss auf das Gleitverhalten.

Bei einer näheren Betrachtung der feucht gelagerten Proben und der Gegenüberstellung der Ergebnisse mit den restlichen Lagerungsarten ist eine erhöhte Schubfestigkeit mit einhergehender Reduktion der Gleitung deutlich erkennbar. Dies sind Folgen einer Nachhärtung des Klebstoffes, die aufgrund der Wärmezufuhr durch den Klimaschrank entstehen. Nach Rücksprache mit dem Klebstoffhersteller ist die Nachhärtung des Körapur 666/90 bei erhöhten Temperaturen üblich. Diese Erkenntnis korrespondiert ebenfalls mit den Ergebnissen der Bulkproben.

In der folgenden Abbildung 3-15 sind die Bruchbilder den unterschiedlichen Lagerungsbedingungen zugeordnet.



Abbildung 3-15: Bruchbilder der Körapur 666/90 Zugscherproben

3.6 Stahl-Beton-Proben

3.6.1 Versuchsaufbau der Schubproben

Die Versuche zur Bestimmung der maximalen Schubtragfähigkeit der geklebten Beton-Stahl-Verbindungen wurden mit einem 250-kN-Prüfstand der Firma Schenk im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern bei 23° C und 60 % rel. Luftfeuchtigkeit durchgeführt. Die aufgebrachte Kraft und der Traversenweg wurden dabei mit den integrierten Messeinrichtungen des Prüfzylinders gemessen. Zur Ermittlung der Relativverschiebung zwischen Beton- und Stahlquerschnitt wurden zwei Wegaufnehmer des Typs WA-2mm der Firma HBM verwendet. Hierbei wurden die Wegaufnehmer am Stahlquerschnitt befestigt. Als Gegenstück wurde eine Blechtraverse, die auf der Unterseite des Betonzylinders appliziert wurde, genutzt. Die Last wurde mit einem auf einer Kalotte gelagerten Stahlzylinder ($\varnothing = 50 \text{ mm}$) durch zentrisches Drücken auf den eingeklebten Betonzylinder eingeleitet. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3-16 dargestellt.

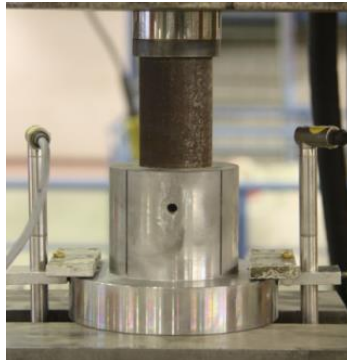


Abbildung 3-16: Versuchsaufbau einer Schubprobe

Die errechnete Schubspannung resultiert aus dem Quotienten der gemessenen Kraft und der Klebfläche. Die Klebfläche wurde im Vorfeld mit einem kalibrierten Messmikroskop und einer Schieblehre ermittelt. Die resultierende Schubspannung τ wurde mithilfe der geometrischen Größen sowie der einwirkenden Kraft gemäß (Gl. 3-16) ermittelt:

$$\tau = \frac{F}{A_K} = \frac{F}{(h_b \cdot (d_b - 4s_l) \cdot \pi) - 4A_{bl}} \quad (\text{Gl. 3-16})$$

Mit: F = gemessene Kraft

h_b = Höhe des eingeklebten Betonzylinders

d_b = Durchmesser des Betonzylinders

s_l = Breite der Schlitze im Stahlquerschnitt

A_{bl} = Fläche einer Injektionsbohrung ($\varnothing = 5 \text{ mm}$)

3.6.2 Versuchsergebnisse der Schubproben mit Hilti HIT RE 500

Mit Ausnahme der im Wasser gelagerten Proben trat bei allen Probekörpern der Bruch spontan ohne Vorankündigung auf. Im ungealterten Zustand konnte der eingeklebte Betonzylinder der hohen Druckspannung nicht standhalten und brach, wohingegen ein makroskopischer Adhäsionsbruch am Stahlquerschnitt bei den feucht gelagerten und freibewitterten Proben festgestellt wurde.

Neben einem unterschiedlichen Bruchverhalten wiesen die im Wasser gelagerten Proben im Gegensatz zu den bereits beschriebenen Schubproben ein weiches Materialverhalten auf. Veranschaulicht durch eine Abnahme der Schubspannung bei gleichzeitiger Zunahme der Verformung trat nach dem Erreichen der maximalen Spannung eine Entfestigung auf. Die Prüfungen wurden mit konstanter Geschwindigkeit fortgesetzt, bis bei allen Proben der Abbruch durch Kohäsionsversagen des Klebstoffes initiiert wurde. Analog zu den Bruchbildern der Zugscherproben konnte bei dieser Versuchsserie Schwarzzrost am Stahlquerschnitt der im Wasser gelagerten Proben festgestellt werden.

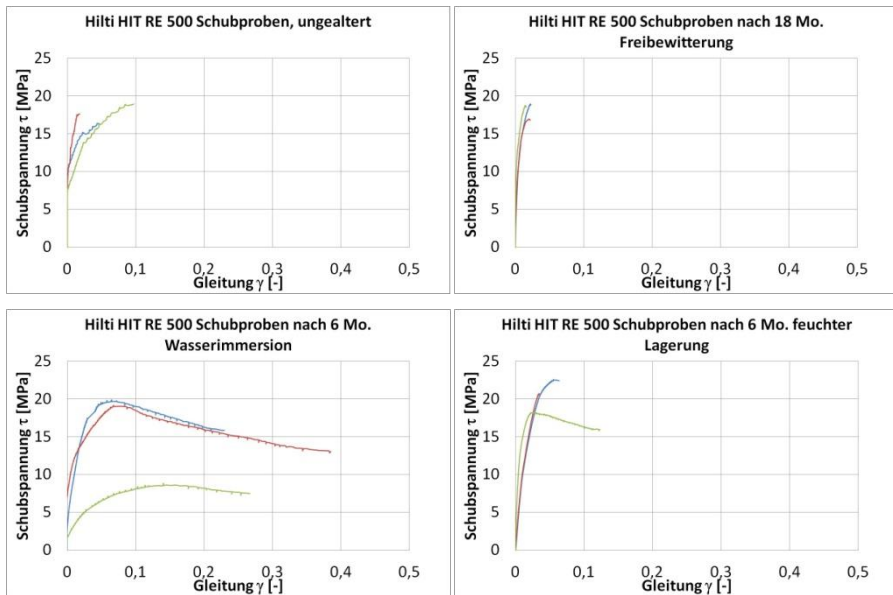


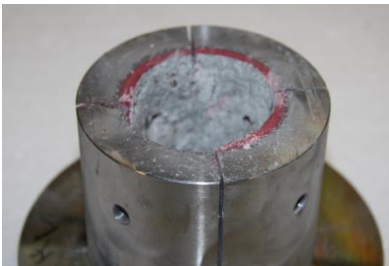
Abbildung 3-17: Schubspannungs-Gleitungs-Diagramme der Schubproben mit Hilti HIT RE 500

Im Rahmen der Standardabweichungen der Scherfestigkeiten kann keine Änderung infolge der unterschiedlichen Alterungen festgestellt werden (siehe Tabelle 3-7). Ebenfalls oblagen die Ergebnisse der Gleitungsmessung einer hohen Streuung, sodass anhand der gemessenen Parameter nicht eindeutig auf eine Änderung des Materialverhaltens der Klebfuge bis zum Erreichen der maximalen Schubfestigkeit geschlossen werden kann.

Tabelle 3-7: Ergebnisse der Schubproben mit Hilti HIT RE 500

	max. Schubspannung τ		zgh. Gleitung	
	MW	Stabw	MW	Stabw
	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
ungealtert	17,71	$\pm 1,23$	0,054	$\pm 0,04$
Freibewitterung	18,20	$\pm 1,19$	0,023	$\pm 0,008$
Wasserimmersion	15,98	$\pm 6,18$	0,071	$\pm 0,06$
feuchte Lagerung	20,50	$\pm 2,20$	3,9%	$\pm 1,5\%$

Die Bruchbilder der Proben sind in den folgenden Abbildungen 3-18 dargestellt.



Typisches Bruchbild einer Schubprobe Hilti HIT RE 500, ungealtert



Typisches Bruchbild einer Schubprobe Hilti HIT RE 500 nach 18 Mo. Freibewitterung

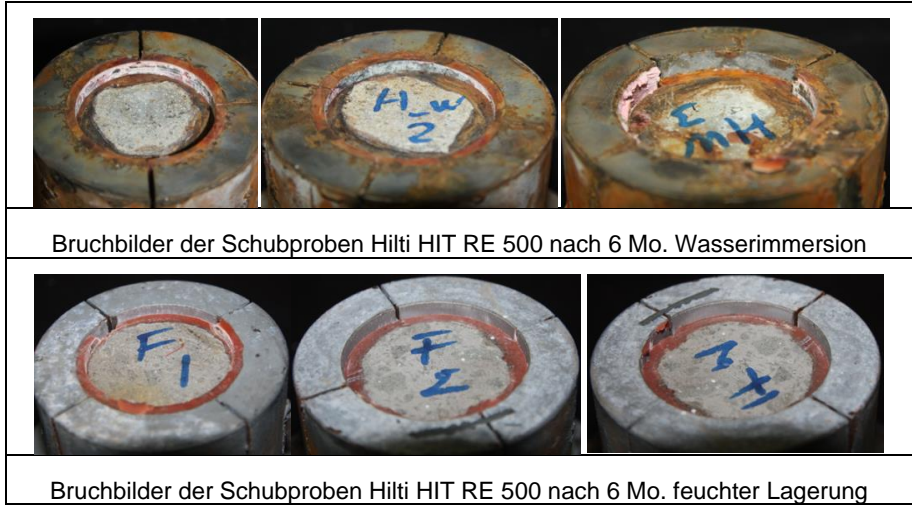


Abbildung 3-18: Bruchbilder der Schubproben mit Hilti HIT RE 500

3.6.3 Versuchsergebnisse der Schubproben mit Körapur 666/90

Aufgrund der Probengeometrie und der Querdehnungsbehinderung war es oftmals nicht möglich, exakt zu ermitteln, ab welchem Zeitpunkt und unter welcher Last der Versuch als beendet galt. Der Versuche wurden dann abgebrochen, wenn erkannt wurde, dass der Stahlzylinder entlang der Klebfuge in die Probe eindrang. Die Restspannungen in den Spannungs-Gleitungs-Diagrammen sind Reibungskräfte, die beim Herausdrücken des Betonzylinders nach einem Kohäsionsbruch des Klebstoffes entstanden.

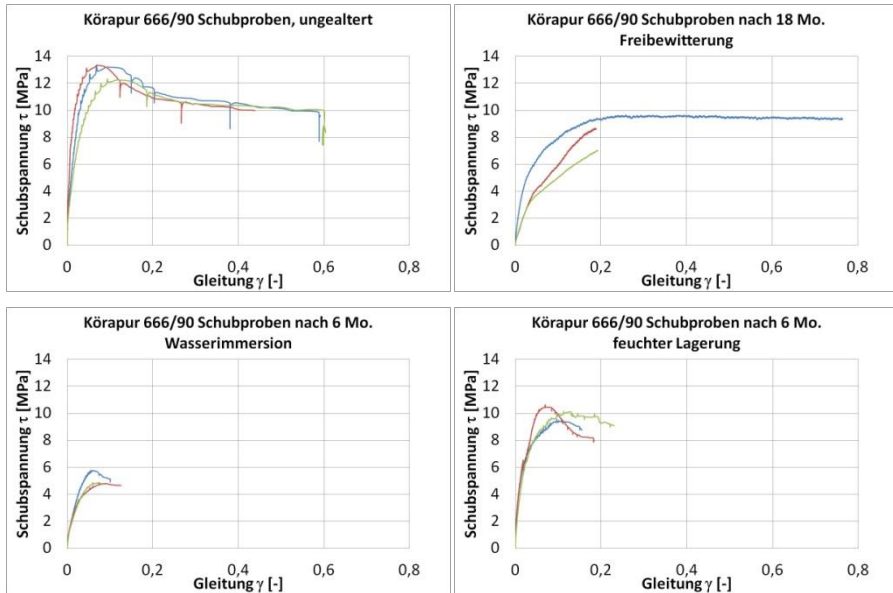


Abbildung 3-19: Schubspannungs-Gleitungs-Diagramme der Schubproben mit Körapur 666/90

Tabelle 3-8: Ergebnisse der Schubproben mit Körapur 666/90

	max. Schubspannung τ		zgh. Gleitung	
	MW	Stabw	MW	Stabw
	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
ungealtert	13,00	$\pm 0,58$	0,093	$\pm 0,022$
Freibewitterung	8,07	$\pm 0,91$	0,167	$\pm 0,037$
Wasserimmersion	5,14	$\pm 0,53$	0,066	$\pm 0,008$
feuchte Lagerung	10,06	$\pm 0,54$	0,093	$\pm 0,022$

Für alle Lagerungsbedingungen konnte ein negativer Einfluss des Betons auf die Festigkeit des Klebstoffes festgestellt werden. Bei allen Proben trat ein Kohäsionsbruch nahe der Betonoberfläche auf. Am deutlichsten konnte der negative Effekt des Betonzylinders bei den im Wasser gelagerten Proben beobachtet werden. Die Bruchbilder der Proben sind in den folgenden Abbildungen 3-20 dargestellt.

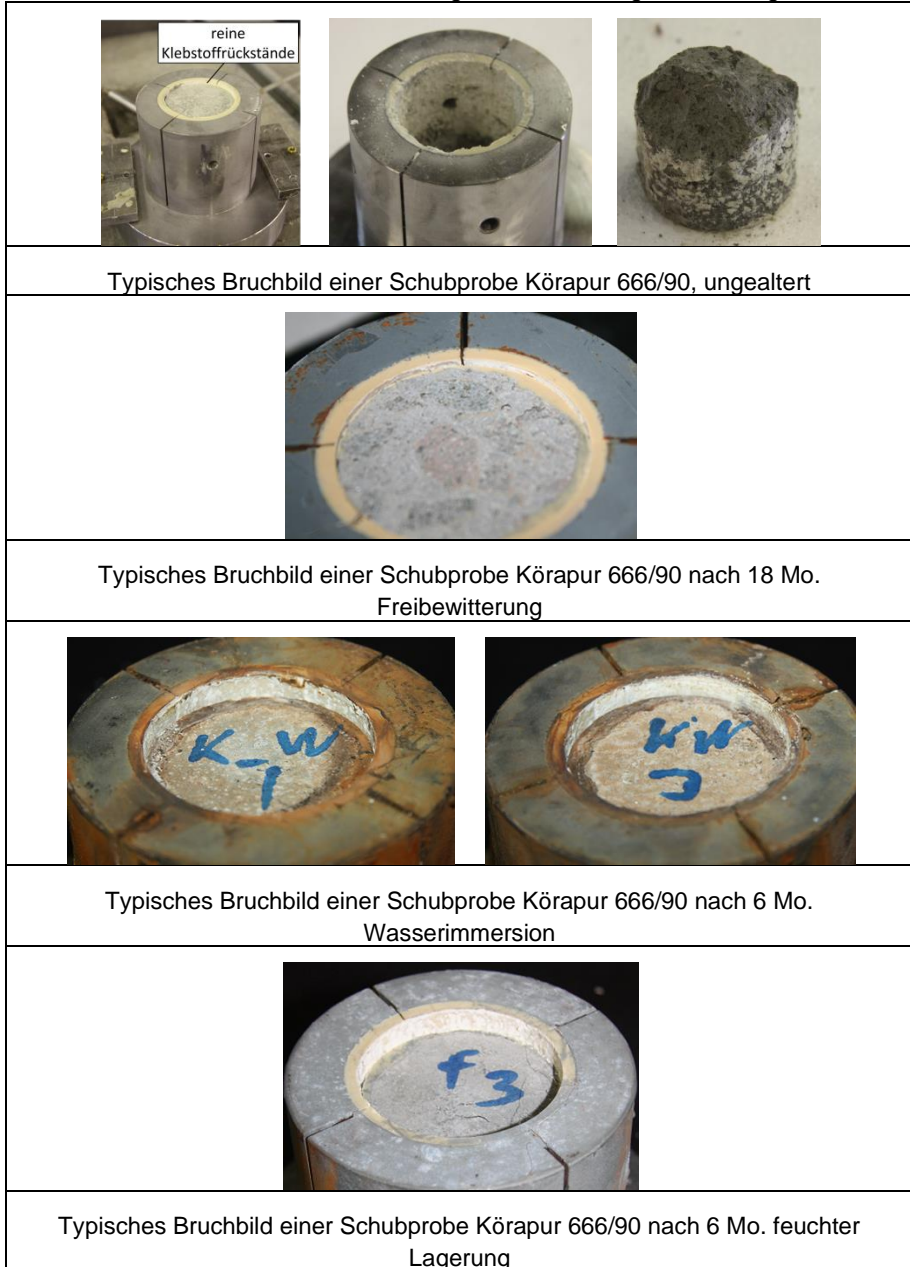


Abbildung 3-20: Bruchbilder der Schubproben mit Körapur 666/90

3.7 Beton-Beton-Proben

3.7.1 Versuchsaufbau der Druckscherproben

Analog zu den Schubproben wurden die Versuche zur Bestimmung der maximalen Schubtragfähigkeit der geklebten Beton-Beton-Verbindungen mit einem 250-kN-Prüfstand der Firma Schenk im Labor für konstruktiven Ingenieurbau (23° C, 60 % rel. Luftfeuchte) der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt. Die aufgebrachte Kraft und der Traversenweg wurden dabei mit den integrierten Messeinrichtungen des Prüfzylinders gemessen. Zur Ermittlung der Relativverschiebung der Betonsubstrate wurden zwei Wegaufnehmer des Typs WA-2 mm der Firma HBM verwendet. Die Wegaufnehmer wurden dabei parallel zur Klebfuge befestigt. Die Last wurde durch eine Stahlplatte mit einer Kantenlänge von 50 mm und einer Kalotte eingeleitet. Die Probekörper wurden auf einem horizontal verschiebbaren Rollenlager gelagert, um Horizontalkrafteinwirkungen, die infolge der schrägen Klebfuge entstehen, zu reduzieren. Unter Missachtung der Lagerungsbedingung würde der mehrachsiale Spannungszustand in der Klebfuge das Scherverhalten durch die Erhöhung der Druckspannung senkrecht zur Klebfläche signifikant beeinflussen. In der folgenden Abbildung 3-21 ist der Versuchsaufbau zur Bestimmung des Scherverhaltens einer geklebten Beton-Beton-Verbindung abgebildet.

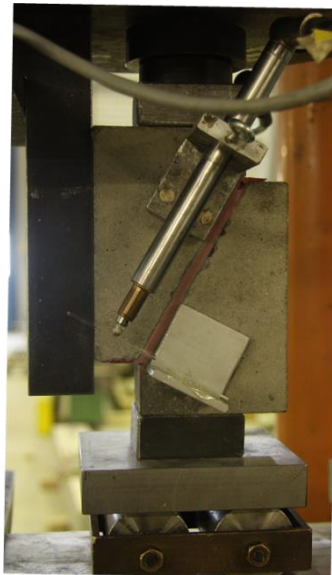


Abbildung 3-21: Versuchsaufbau einer Druckscherprobe

Aufgrund der Klebfugenneigung von 60° erfuhren die Klebschichten während der Versuchsdurchführung einen mehrachsialen Spannungszustand in Form von Druck- (σ_d) und Schubbeanspruchungen (τ_d). Bei der Auswertung der gemessenen Daten wurde in Anlehnung an den Mohr'schen Spannungskreis die resultierende und wirkende Schubspannung in der Fuge errechnet. Hierbei wurde die aufgebrachte

Zylinderkraft F_Z in die zwei Kraftkomponenten F_{\perp} und F_{\parallel} aufgeteilt (siehe Abbildung 3-22). Die Schubspannungen τ_d wurden mit folgender Gleichung (Gl. 3-17) errechnet:

$$\tau_d = \frac{F_{\parallel}}{A_K} = \frac{F_Z \cdot \cos(60^\circ)}{b \cdot l_{k,\parallel}} \quad (\text{Gl. 3-17})$$

Mit: F_Z = gemessene Zylinderkraft

b = Klebstoffbreite

$l_{k,\parallel}$ = Klebstofflänge parallel zur Kraft F_{\parallel}

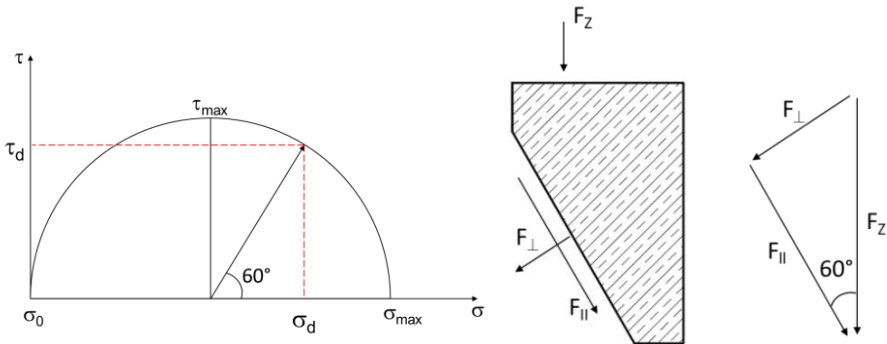


Abbildung 3-22: (links) Mohr'scher Spannungskreis, (rechts) Kräftepaare einer Druckscherprobe

3.7.2 Versuchsergebnisse der Druckscherproben mit Hilti HIT RE 500

Mit Ausnahme der wassergelagerten Proben führte ein Druckversagen des Betons zu einem frühzeitigen Abbruch der Versuche. Der Bruch deutet sich mit zunehmender Belastung durch eine abnehmende Steigung der Last-Verformungskurve an. Erste Anzeichen des Versagens waren Risse im Lasteinleitungs- und Auflagerbereich der Betonproben, die mit zunehmender Belastung wuchsen, bis der Betonquerschnitt vollständig auf Druck zerbrach. Der Bereich der Klebfuge blieb unbeschädigt und wies entlang der geklebten Fläche keine Risse auf. Dem Risswachstum geschuldet lösten sich vereinzelt die Befestigungen der Wegaufnehmer, sodass diese Proben in den folgenden Schubspannungs-Gleitungs-Diagrammen nicht dargestellt werden können. Bei der Ermittlung der maximalen Schubfestigkeit wurden diese Proben jedoch berücksichtigt.

Bei den Proben, die im Wasser gelagert wurden, konnten zwei Versagensarten mit unterschiedlichen Materialverhalten während der Versuchsdurchführung beobachtet werden. Hierbei brach bei der Hälfte der getesteten Proben analog zu den oben beschriebenen Prüfkörpern der Beton auf Druck. Im Gegensatz dazu wiesen Probekörper 3 und 6 ein wesentlich weiches Materialverhalten der Klebfuge auf, das mit einem oberflächennahen Kohäsionsbruch des Klebstoffes einherging (Abbildung 3-23 und 3-24). Bei Probe 2 hingegen entstand eine Mischung aus den zwei eben beschriebenen Versagensarten. Hier ergab sich eine Kombination aus Betonbruch und Kohäsionsversagen des Klebstoffes, was zum Versagensbruch führte. (siehe Abbildung 3-24).

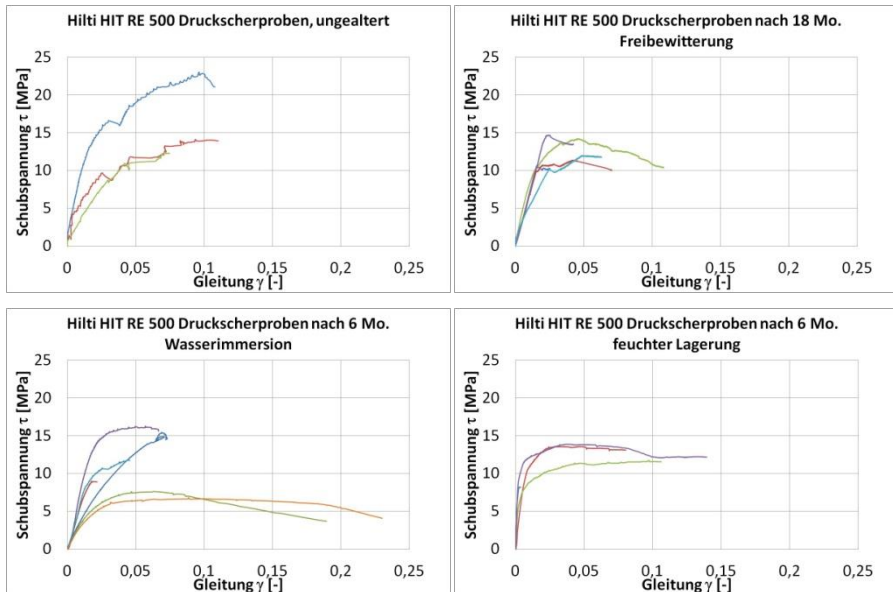


Abbildung 3-23: Schubspannungs-Gleitungs-Diagramme der Druckscherproben mit Hilti HIT RE 500

Im Rahmen der Standardabweichung konnte keine Änderung der Scherfestigkeiten beobachtet werden (siehe Tabelle 3-9). Bis auf vereinzelte im Wasser gelagerte Proben trat bei allen Versuchskörpern ein Betonbruch auf.

Tabelle 3-9: Ergebnisse der Druckscherproben mit Hilti HIT RE 500

	max. Schubspannung τ		zgh. Gleitung	
	MW	Stabw	MW	Stabw
	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
ungealtert	17,01	$\pm 4,13$	0,098	$\pm 0,013$
Freibewitterung	12,65	$\pm 1,83$	0,042	$\pm 0,016$
Wasserimmersion	11,21	$\pm 4,03$	0,057	$\pm 0,024$
feuchte Lagerung	12,50	$\pm 1,60$	0,04	$\pm 0,034$

Die Bruchbilder der Proben sind in den folgenden Abbildungen 3-24 dargestellt.

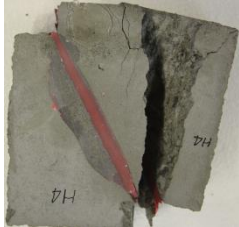
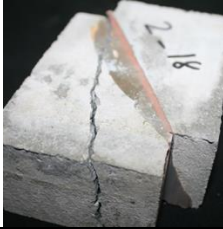
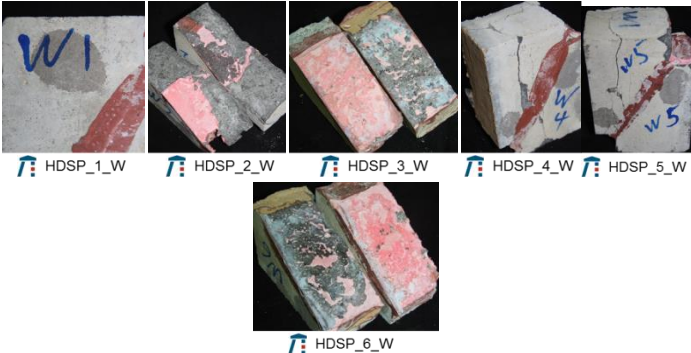


<p>Typisches Bruchbild einer Druckscherprobe Hilti HIT RE 500, ungealtert</p>

<p>Typisches Bruchbild einer Druckscherprobe Hilti HIT RE 500 nach 18 Mo. Freibewitterung</p>
 <p>HDSP_1_W HDSP_2_W HDSP_3_W HDSP_4_W HDSP_5_W HDSP_6_W</p>
<p>Bruchbilder der Druckscherproben Hilti HIT RE 500 nach 6 Mo. Wasserimmersion</p>

<p>Typisches Bruchbild einer Druckscherprobe Hilti HIT RE 500 nach 6 Mo. feuchter Lagerung</p>

Abbildung 3-24: Bruchbilder der Druckscherproben mit Hilti HIT RE 500

3.7.3 Versuchsergebnisse der Druckscherproben mit Körapur 666/90

Die Ergebnisse aller getesteten Proben lassen sich in zwei Brucharten unterteilen. Zum einen trat bei den ungealterten sowie feucht gelagerten Proben ein Betonbruch in Kombination mit einem oberflächennahen Kohäsionsversagen des Klebstoffes auf. Der Bruch des Betons kündigte sich analog zu den Proben mit Hilti HIT RE 500 durch Risse in der Lasteinleitung und Auflagerung an.

Das zweite Versagensbild, das bei den freibewitterten und im Wasser gelagerten Proben beobachtet werden konnte, war ein reines Klebstoffversagen entlang der Betonoberfläche. Der Beton wies bei diesen Proben keine Risse auf und war makroskopisch gesehen unbeschadet. Teilweise konnte bei einigen im Wasser gelagerten Proben die komplette Klebfuge nach der Versuchsdurchführung mühelos von den Substraten abgezogen werden.

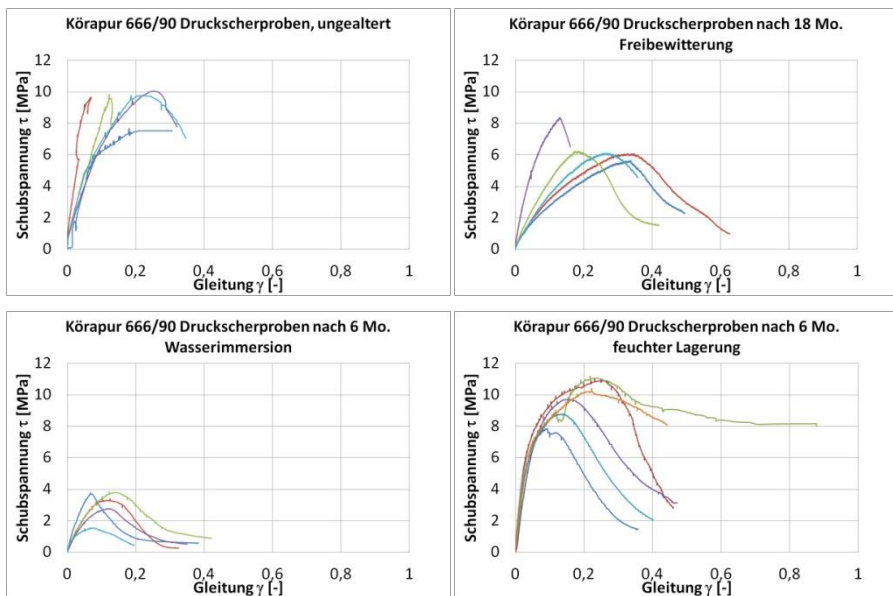


Abbildung 3-25: Schubspannungs-Gleitungs-Diagramme der Druckscherproben mit Körapur 666/90

Tabelle 3-10: Ergebnisse der Druckscherproben mit Körapur 666/90

	max. Schubspannung τ		zgh. Gleitung	
	MW	Stabw	MW	Stabw
	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
ungealtert	9,39	$\pm 0,97$	0,162	$\pm 0,07$
Freibewitterung	6,48	$\pm 1,08$	0,247	$\pm 0,091$
Wasserimmersion	3,07	$\pm 0,96$	0,095	$\pm 0,027$
feuchte Lagerung	9,83	$\pm 1,32$	0,173	$\pm 0,058$

Bei dieser Probenserie war der Einfluss auf die Gesamtfestigkeit und das Tragverhalten des Klebstoffes nach der Wasserlagerung und der zusätzlichen Wechselwirkung mit dem Beton am gravierendsten. Die Festigkeit einer mit Wasser ungesättigten Probe konnte nicht mehr erreicht werden. Ebenfalls war ein negativer Einfluss der Freibewitterung auf die Festigkeit zu erkennen.



Abbildung 3-26: Bruchbilder der Druckscherproben mit Körapur 666/90

3.7.4 Vergleich der Versuchsergebnisse

3.7.4.1 Kleinproben mit Hilti HIT RE 500

Die Ergebnisse der Kleinproben mit Hilti HIT RE 500 lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Im Rahmen der Standardabweichungen konnte bei den Zugscherproben nach der Freibewitterung und der feuchten Lagerung keine Verschlechterung der mechanischen Eigenschaften der Klebverbindung festgestellt werden. Im Gegensatz dazu wiesen die wassergesättigten Klebfugen nach der Wasserlagerung ein stark verändert Material- und Bruchverhalten auf.

Bei den wassergelagerten Druckscherproben und Schubproben konnte das identische Bruchverhalten beobachtet werden. Im Gegensatz zu den Zugscherproben hatte dies aber keinen Einfluss auf die maximale Scherfestigkeit der Verbindung.

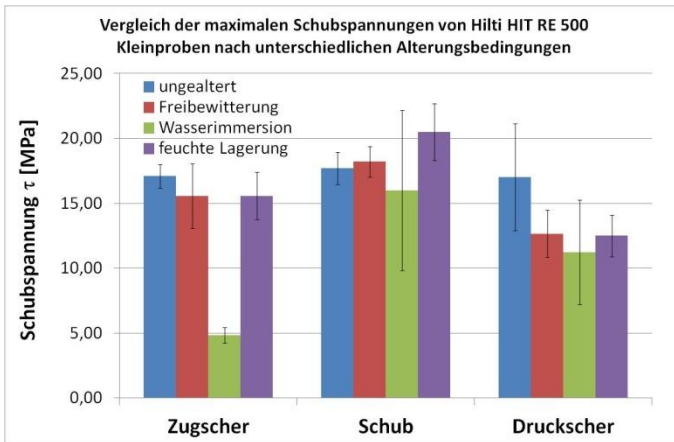


Abbildung 3-27: Vergleich der maximalen Schubspannungen der Kleinproben mit Hilti HIT RE 500

3.7.4.2 Kleinproben mit Körapur 666/90

Die Ergebnisse der Kleinproben mit Körapur 666/90 lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Analog zu den Bulkversuchen konnten bei den Stahl-Stahl-Verbindungen eine Versprödung durch das feucht-warme Klima und eine weichmachende Wirkung durch eine Wasserlagerung festgestellt werden.

Bei den Betonsubstratproben konnte nach allen Alterungsbedingungen eine Verschlechterung hinsichtlich der Festigkeit und Verformbarkeit nachgewiesen werden. Insbesondere die Auswirkungen aus einer Kombination aus Wärmeeinwirkung und einer Wasserlagerung auf die Klebfugeneigenschaften geklebter Betonsubstrate wurden durch die Versuchsserien verdeutlicht.

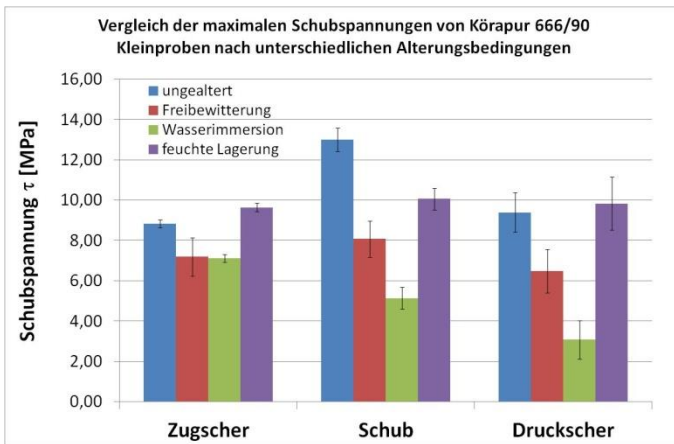


Abbildung 3-28: Vergleich der maximalen Schubspannungen der Kleinproben mit Körapur 666/90

4 Versuche mit großmaßstäblichen Verbundträgern

4.1 Herstellung der Verbundträger

4.1.1 Geometrie der Träger

In diesem Unterkapitel wird auf die Herstellung der großmaßstäblichen Verbundträger eingegangen. Die Verbundträger bestanden hierbei aus Betonplatten mit den Abmessungen 7000 mm x 600 mm x 100 mm, die mit einer 3 mm dicken Klebschicht stoffschlüssig mit einem IPE-360-Stahlträger verbunden waren.

4.1.2 Herstellung der Betonplatten

Die Betonplatten mit den Abmessungen 7000 mm x 600 mm x 100 mm wurden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern hergestellt. Der Zement, die Zuschläge sowie die sonstigen Bestandteile wurden auf Grundlage der entwickelten Betonrezeptur abgewogen und in einem 600-Liter-Betonmischer miteinander vermengt. Die Schalung bestand aus Betonplanplatten, die auf einer Holzunterkonstruktion eben gebettet wurden. Um Risse oder Transportschäden zu vermeiden, wurde auf halber Betonplattenhöhe ($h_b = 50$ mm) eine R188-Bewehrungsmatte angeordnet. Zusätzlich wurden an den Drittelpunkten zwei Eisenschlaufen an der Bewehrungsmatte befestigt. Der Frischbeton wurde mit einem Kübel in die Schalung gegossen, ausgebreitet und mit einer Rüttelflasche verdichtet. Abschließend wurde die Betonoberfläche glattgestrichen und mit feuchten Tüchern vor dem Austrocknen geschützt.

Zur Bestimmung der charakteristischen Materialeigenschaften des Betons an den Prüftagen wurden zusätzlich Betonprobekörper hergestellt. Pro Betonage wurden sechs Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, sechs Betonzylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm und drei Biegebalken in den Maßen 700 mm x 150 mm x 150 mm hergestellt.



Abbildung 4-1: (links) Schalung einer Betonplatte, (rechts) frisch betonierte Betonplatte

Nach einer Aushärtezeit von sieben Tagen wurde die Betonplatte aus der Schalung gehoben und für weitere sieben Tage unter Laborbedingungen bei einer Temperatur von 23° C und 60 % rel. Luftfeuchtigkeit gelagert. Anschließend wurde die zu klebende Oberfläche gemäß Tabelle 2-3 vorbehandelt. Um Zwangsspannungen im Verbundträger infolge autogenen Schwindens des Betons zu reduzieren bzw. ausschließen zu können, wurden die Platten für weitere zwölf Wochen gelagert.



Abbildung 4-2: gestrahlte Betonoberfläche

4.1.3 Stahlträger

Die sieben Meter langen IPE-360-Stahlprofile wurden von einem ortsansässigen Stahlhändler angeliefert. Im Lieferumfang waren zusätzlich 10 mm Stahlbleche enthalten, die an Stellen lokaler hoher Einzellasten während der Versuchsdurchführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zur Aussteifung der Stege dienten. Die Stahlbleche wurden auf die entsprechenden Abmessungen zugeschnitten und an die angeordneten Stellen angeschweißt. Zusätzlich wurden in regelmäßigen Abständen Abstandshalter aus Stahl mit den Maßen 10 mm x 20 mm x 3 mm auf die zu klebende Flanschoberseite mit einem Schweißgerät angeheftet. Mit den über den Stahlquerschnitt gleichmäßig verteilten Abstandshaltern sollte eine einheitliche Klebschichtdicke von 3 mm entlang des gesamten Verbundträgers gewährleistet werden. Anschließend wurde die zu klebende Stahlfläche gemäß Tabelle 2-3 vorbehandelt. Die Vorbehandlung wurde unmittelbar vor dem Kleben durchgeführt, um eine Verunreinigung oder eine Korrosion der Stahlfläche zu vermeiden.

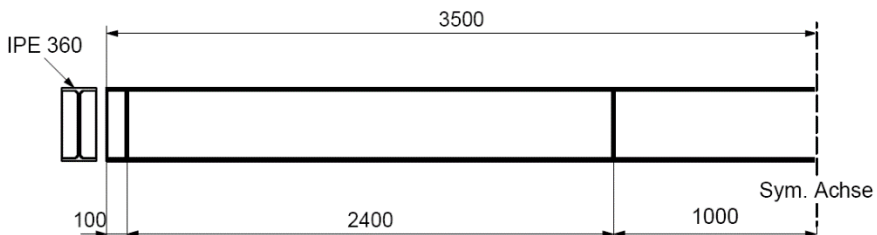


Abbildung 4-3: Anordnung der Steifen der Stahlträger

4.1.4 Kleben der Verbundträger

Die Betonplatten und die Stahlprofile wurden in einer Laborhalle des konstruktiven Ingenieurbaus der Technischen Universität Kaiserslautern geklebt. Die Laborhalle wies eine konstante Temperatur von 23° C und eine relative Luftfeuchtigkeit von 60 % auf. Aus Gründen der Sauberkeit wurde der Laborboden großzügig mit Folien ausgelegt. Die gestrahlten Stahlprofile wurden auf dem abgedeckten Boden ausgerichtet und mit Aceton wischentfettet.

Der Zwei-Komponenten-Klebstoff Hilti HIT RE 500 wurde in Folienbeutel und dem dazugehörigen Statikmischrohr angeliefert. Beide Komponenten wurden beim Herauspressen mit einem pneumatischen Auspressgerät durch das Mischrohr miteinander vermischt und direkt auf das Stahlprofil appliziert. Der Klebstoff wurde mittels eines mit Aceton gereinigten Stahlspachtels großzügig und gleichmäßig über die gesamte Stahlfläche verteilt. Anschließend wurde die Betonplatte mit der vorbehandelten Oberfläche mithilfe eines Krans auf den Klebstoff herabgelassen. Überschüssiger Klebstoff, der aus der Klebfuge herausgequollen ist, wurde entfernt. Anschließend wurde die Betonplatte beschwert, um eine gleichmäßige Anpressung zu erzeugen.



Abbildung 4-4: (links) Folienbeutel, (rechts) pneumatisches Auspressgerät der Firma Hilti



Abbildung 4-5: (links) Klebstoff auf dem Stahlträgerflansch, (rechts) Klebfuge im Endzustand

Der Zwei-Komponenten-Klebstoff Körapur 666/90 wurde mithilfe einer Auspressmaschine, die die Firma Kömmerling Chemie zur Verfügung gestellt hatte, aufgetragen. Die Maschine wurde samt Klebstoffkomponenten angeliefert und gewährleistete einen blasenfreien und gleichmäßigen Auftrag des Klebstoffes. Analog

zu dem Klebstoff Hilti HIT RE 500 wurden die beiden Komponenten mithilfe eines Statikmischrohrs miteinander vermischt und direkt auf das Stahlprofil aufgetragen.



Abbildung 4-6: (links) Pneumatische Misch- und Dosieranlage der Firma KÖmmerling Chemie, (rechts) Klebstoffauftrag

Nach sieben Tagen Aushärtezeit wurden die Verbundträger zur dynamischen Prüfung bereitgestellt. Nach der zerstörungsfreien Schwingungsuntersuchung wurden die Verbundträger der Freibewitterung ausgesetzt.

4.1.5 FBG-Sensoren

4.1.5.1 Einbinden von FBG-Sensoren

Bislang war es in der Klebtechnik sowie im Bauwesen nicht möglich, Dehnungen sowie Spannungen in der Klebfuge bzw. in der Verbundfuge am Substrat zu messen. Die geläufigen Größen und Maße handelsüblicher Messtechnik würden das Gefüge beeinflussen und zu verfälschten Ergebnissen führen, die stark von einem realistischen Lastabtrag abweichen. Zur Lösung dieser Problematik wurde ein neues optisches Messsystem unter Verwendung von FBG-Sensoren verwendet, das es ermöglichen sollte, Substratspannungen direkt in der Fuge zu messen. Die Abkürzung FBG steht für „Faser Bragg Gitter“ bzw. für den englischen Begriff Fiber-Bragg-Grating-Sensor und ist Bestandteil eines optischen Messverfahrens. Im Gegensatz zu konventionellen elektrischen Sensoren hat das optische Verfahren vielfältige Vorteile, zum Beispiel sind Messungen über große Entfernungen möglich, da es kaum Verluste der Signalintegrität gibt und kein Rauschen durch elektromagnetische Störungen entstehen kann. Dennoch ist die Anwendung in der Praxis noch nicht sehr verbreitet. Ein möglicher Anwendungsbereich wäre unter anderem das Monitoring von Bauwerken, wie z. B. die Untersuchung mechanischer und temperaturabhängiger Dehnungen von Brücken und Tragkonstruktionen. Ein weiterer Anwendungspunkt wäre die Bestimmung von Substratdehnungen in dicken Klebfugen.

4.1.5.2 Aufbau und Funktionsweise von FBG-Sensoren

Faser-Bragg-Gitter-Sensoren bestehen aus einem lichtleitenden Glasfaserkern, der von einem Fasermantel umhüllt wird. Je nach Anwendung des Sensors ist die Glasfaser noch mit einer Schutzschicht ummantelt, die als Coating bezeichnet wird. Dieses Coating schützt die empfindliche Faser vor äußeren Einflüssen.

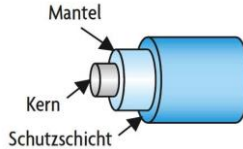


Abbildung 4-7: Aufbau einer Glasfaser eines FBG-Sensors (Goldbacher 2011)

Die eigentliche Dehnungsmessstelle kann bei der Herstellung an einer beliebigen Stelle in der Faser angebracht werden. Der Abstand der Messstellen zueinander beträgt in der Regel 60 cm. Dazu wird ein kleiner Bereich zwischen 60 nm und 80 nm Länge mit einem energiereichen UV-Licht bestrahlt. „Der Brechungsindex der Faser wird dabei [...] entsprechend der Lichtintensität beeinflusst. Die dadurch entstehende periodische Abweichung des Brechungsindex wird als Faser-Bragg-Gitter bezeichnet.“ (Goldbacher, 2011). Wenn nun ein Lichtstrahl mit einem breiten Spektrum in den Faserkern eingeleitet wird, wird durch den veränderten Brechungsindex an der Messstelle lediglich eine bestimmte Wellenlänge, die Bragg-Wellenlänge, reflektiert. Der restliche Anteil des Lichtspektrums wird unverändert weitergeleitet. Die Bragg-Wellenlänge wird mit folgender Formel (Gl. 4-1) bestimmt:

$$\lambda_b = 2n\Lambda \quad (\text{Gl. 4-1})$$

Hierbei beschreiben λ_b die Bragg-Wellenlänge, n den effektiven Brechungsindex und Λ den Abstand zwischen den Gittern, der auch als Gitterperiode bezeichnet wird.

„Da die Bragg-Wellenlänge eine Funktion des Abstands zwischen den Gittern ist, können FBGs mit verschiedenen Bragg-Wellenlängen hergestellt werden, die es unterschiedlichen FBGs ermöglichen, verschiedene Wellenlängen des Lichts zu reflektieren.“ (Goldbacher, 2011). Dies ermöglicht es, auf einer Faser bis zu 80 Messstellen aufzubringen unter der Voraussetzung, dass sich die reflektierten Wellenlängen nicht überschneiden.

In der folgenden Abbildung 4-8 ist das Funktionsprinzip eines FBG-Sensors dargestellt.

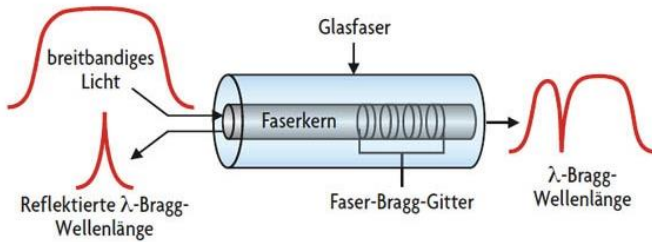


Abbildung 4-8: Funktionsprinzip eines FBG-Sensors (Goldbacher 2011)

4.1.5.3 Voruntersuchungen des optischen Messsystems

Aufgrund fehlender Vorkenntnisse und Erfahrungen mit in Klebschichten eingebetteten Glasfasersensoren wurden Voruntersuchungen zur Tauglichkeit durchgeführt. Hierbei wurden Bulkproben hergestellt, in die jeweils längs zur Beanspruchungsrichtung eine Faser mit einer Messmarke mittig eingelegt wurde. Nach einer Aushärtung von sieben Tagen wurden die Bulkproben analog zu Kapitel 3.2 getestet. Die ermittelten Dehnungen der FBG-Fasern wurden mit den Ergebnissen der photogrammetrischen Messtechnik verglichen. Die Ergebnisse bzw. Unterschiede der Dehnungsermittlung sind in der folgenden Abbildung 4-9 dargestellt.

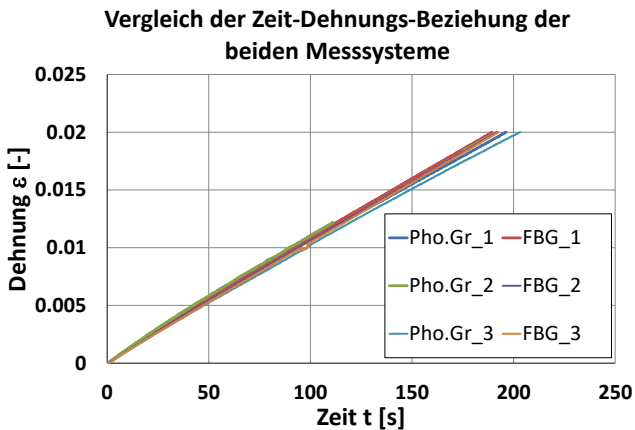


Abbildung 4-9: Vergleich der gemessenen Dehnung

Im konkreten Vergleich ist deutlich zu erkennen, dass die Ergebnisse der FBG-Fasern mit denen der Photogrammetrie nahezu übereinstimmen. Basierend auf diesen Versuchsergebnissen wurden zur Ermittlung der Dehnung bei einem Verbundträger mit einer Hilti-HIT-RE-500-Klebfuge zwei FBG-Fasern in die Klebschicht eingebettet. Beide Fasern waren jeweils mit elf Messstellen besetzt und wurden exakt

übereinandergelegt. Dabei wurden die beiden Fasern jeweils am oberen bzw. unteren Rand der Klebschicht angebracht. Die FBG-Sensoren wurden bei diesem Versuch ohne den Schutzmantel eingelegt, da der Klebstoff eine ausreichende schützende Funktion und Haftung für die empfindlichen Glasfasern besitzt. Die jeweiligen Fasern wurden in der Mitte der zu klebenden Oberflächen des Stahl- und Betonquerschnitts appliziert. Durch die beiden Fasern konnten die Dehnung des Stahlträgers an der Oberkante sowie die Dehnung des Betons an der Unterkante ermittelt werden (vgl. Abbildung 4-10).

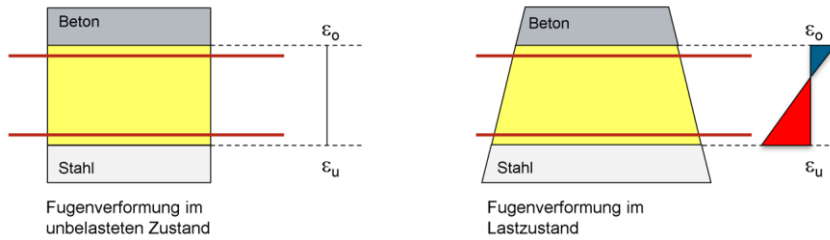


Abbildung 4-10: Dehnungsmessung in einer Klebfuge an der angrenzenden Bauteilfläche

Die Anordnung sowie Bezeichnungen der FBG-Sensoren sind in der folgenden Abbildung 4-11 dargestellt.

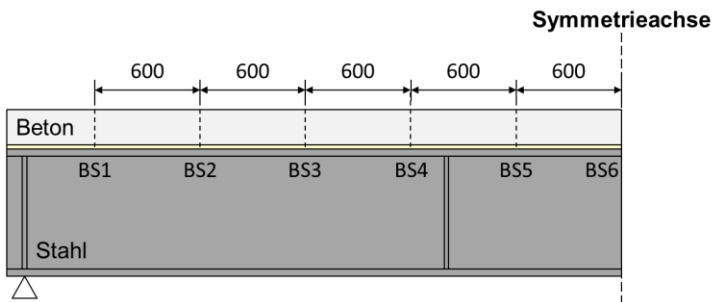


Abbildung 4-11: Anordnung der FBG-Messmarken in Trägerlängsachse

4.2 Dynamische Schwingungsprüfung der Verbundträger

4.2.1 Versuchsaufbau

Im folgenden Abschnitt wird auf die experimentelle Untersuchung der geklebten Stahlverbundträger näher eingegangen. Um die Änderungen des Schwingverhaltens geklebter Stahlverbundträger infolge der Freibewitterung zu ermitteln, wurde vor und nach der Auslagerung an allen Trägern eine dynamische Schwingungsprüfung in einem Drei-Punkt-Biegeversuch zur Bestimmung der Dämpfungsgröße Δ durchgeführt. Die Änderung der dimensionslosen Größe der Dämpfung Δ gibt ein Maß an, das beschreibt, inwieweit sich der Einfluss einer Auslagerung auf das Schwingverhalten auswirkt. Die Verbundträger wurden in einem 1600-kN-Prüfrahmen der Firma Schenk im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern eingebaut und durch einen hydraulischen Prüfzylinder in Feldmitte kraftgesteuert angeregt. Dabei lagerten die Verbundträger auf Rollenlagern mit einer lichten Stützweite von 6800 mm und einem Überstand von 100 mm. Die aufgebrachte Last wurde mit der integrierten Messtechnik des Prüfzylinders gemessen. Die Verformungsgrößen wie Durchbiegung in Feldmitte (WA_{DM}) und die Relativverschiebungen zwischen der Betonplatte und dem Stahlprofil im Auflagerbereich (WA_{SVV}) wurden mit induktiven Wegaufnehmern der Firma HBM gemessen. Die jeweiligen Abmessungen des Versuchsaufbaus sowie die Anordnung der Messtechnik kann exemplarisch den folgenden Abbildungen 4-12 und 4-13 entnommen werden.

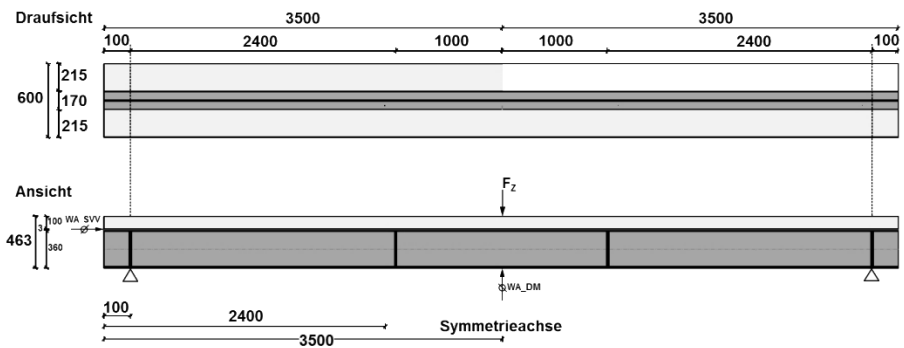


Abbildung 4-12: Versuchsaufbau der dynamischen Schwingungsprüfung



Abbildung 4-13: Versuchsaufbau der dynamischen Schwingungsprüfung

Von einer im Vorfeld gewählten Ausgangslast, die 10 % der erwarteten Bruchlast nicht überschreiten sollte, wurden die Träger mit unterschiedlichen Frequenzen und Amplituden einer sinusförmigen, kraftgesteuerten Beanspruchung ausgesetzt. Die Ausgangslast gewährleistete eine über die gesamte Prüfungsdauer positive Momentenbeanspruchung der Verbundträger. Durch die permanente positive Momentenbeanspruchung wurden Risse auf der Betonoberkante durch ein Überdrücken des Betonquerschnitts vermieden.

Es ist anzumerken, dass die aufgebrachten Lastamplituden und Schwingfrequenzen so gewählt wurden, dass eine Schädigung der Werkstoffe durch Mikrorisse sowie plastische Verformungen infolge eines Überschreitens elastischer Materialeigenschaften ausgeschlossen wurde. In Mikrorisse, besonders im Werkstoff Beton, kann Wasser eindringen, das während der Kälteperioden zu einer Frostspaltung des Betons führen könnte. Die gewählten Ausgangslasten, Frequenzen und Lastamplituden, die während der dynamischen Prüfung aufgebracht wurden, sind in der folgenden Tabelle 4-1 aufgelistet. Prüfzylinderbedingt war eine Anregung der Verbundträger mit Frequenzen höher als 1,0 Hz nicht möglich.

Tabelle 4-1: Ausgangslasten, Frequenzen und Lastamplituden der Schwingungsprüfungen

Klebstoff	Ausgangslast	Lastamplitude	Frequenz				
	[kN]	[kN]	[Hz]				
Hilti HIT RE 500	20	5	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0
	40	10					
Körapur 666/90	20	5					
	30	10					

4.2.2 Dämpfungsgröße Δ

4.2.2.1 Experimentelle Versuchsdurchführung zur Bestimmung der Dämpfung

Mit den Ergebnissen der dynamischen Untersuchung der geklebten Verbundträger konnten die Schwingungsdämpfungen jedes einzelnen Trägers ermittelt werden. Die Ergebnisse sind ein Ausgangsmaß zur Beurteilung des Einflusses der spezifischen Änderung des Materialverhaltens der Klebstoffe infolge einer Alterung auf das Schwing- und Dämpfungsverhalten der Verbundträger. Um die Wirkungsweise und die Einflüsse der Klebstoffe zu verdeutlichen, wurde analog zu den geklebten Verbundträgern ein Träger getestet, bei dem die Betonplatte lediglich lose und ohne jegliche Verbindungsmittel, abgesehen von der Reibung, auf dem Stahlprofil auflag.

Die Dämpfung Δ , die ein dimensionsloses Maß der Energieverzerrung beschreibt, kann durch eine geometrische Auswertung der Hysterese eines Last-Durchbiegungs-Diagramms ermittelt werden. Die Hysterese resultiert aus einer Phasenverschiebung des zeitabhängigen Verlaufs der aufgebrachten Kraft und der gemessenen Durchbiegung in Feldmitte (siehe Abbildung 4-14).

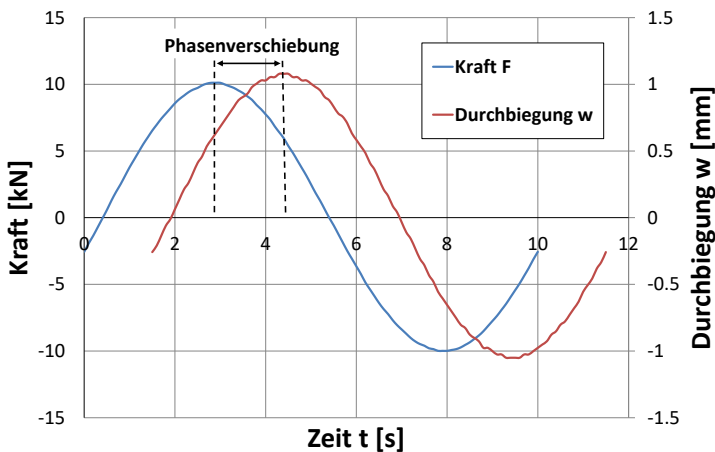


Abbildung 4-14: Zeitabhängige Phasenverschiebung der Kraft- und Durchbiegungskurve

4.2.2.2 Bestimmung der Speicher- und Verlustarbeit eines Verbundträgers

Die geometrische Auswertung der Hysterese zur Bestimmung der Dämpfungsgröße Δ , die aus dem Verhältnis der Speicher- und Verlustarbeit resultiert, kann schematisch der folgenden Abbildung 4-15 entnommen werden.

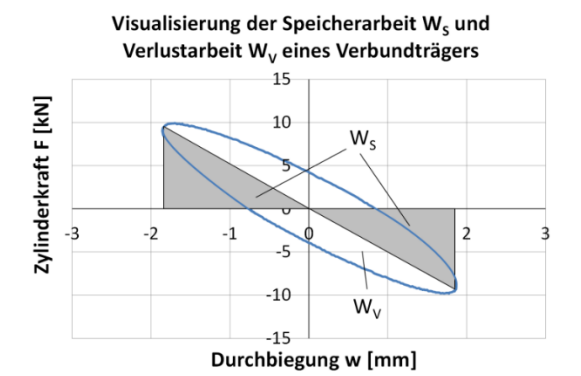


Abbildung 4-15: Visualisierung der Speicher- und Verlustarbeit eines Verbundträgers

Zur rechnerischen Bestimmung der Speicherarbeit W_S und der Verlustarbeit W_V in Abhängigkeit der Geometrie der Hysterese werden folgende Definitionen festgelegt.

Definition der Speicherarbeit W_S :

Die Speicherarbeit W_S resultiert aus dem dreieckigen Flächeninhalt, der von der Hysterese und einer Geraden, die den Nullpunkt der Hysterese und den Punkten der maximalen/minimalen Kraft verbindet, eingeschlossen wird.

Sie wird mit folgender Gleichung (Gl. 4-2) ermittelt:

$$W_S = \frac{1}{2} \cdot F_{\max} \cdot s_{F,\max} \quad (\text{Gl. 4-2})$$

Mit: F_{\max} = Amplitude der Kraft

$s_{F,\max}$ = Durchbiegung bei F_{\max}

Definition der Verlustarbeit W_V :

Die Verlustarbeit W_V resultiert aus dem Flächeninhalt der Hysterese abzüglich der Fläche, die von der im Vorfeld ermittelten Speicherarbeit W_S eingenommen wird. Durch die Anwendung des Gauß-Elling-Verfahrens gemäß (Gl. 4-3) konnte mithilfe von Koordinaten der Kraft-Durchbiegungs-Beziehung der exakte Flächeninhalt einer Hysterese errechnet werden. Es gilt:

$$A_H = \sum (x_n - x_{n-1}) \cdot (y_n + y_{n-1}) / 2 \quad (\text{Gl. 4-3})$$

Mit: x = Koordinaten der Durchbiegung

y = Koordinaten der Zylinderkraft

Die Dämpfung Λ setzt sich aus dem Verhältnis von Verlustarbeit zu Speicherarbeit gemäß folgender Gleichung (Gl. 4-4) zusammen:

$$\Lambda = \frac{W_V}{W_S} = \frac{A_H - W_S}{W_S} \quad (\text{Gl. 4-4})$$

In der folgenden Abbildung 4-16 sind jeweils repräsentativ die Schwingungsverläufe eines Verbundträgers mit einer Epoxidharzklebfuge (links) und einer Polyurethanklebstofffuge (rechts) bei einer Frequenz von 0,1 Hz dargestellt. Dabei wurden die Schwingungen der Verbundträger vor und nach der Freibewitterung gegenübergestellt. Zusätzlich wurde zur Verdeutlichung der Wirkungsweise der Klebstoffe das Schwingverhalten eines Trägers ohne Verbundmittel in die beiden Diagramme aufgenommen.

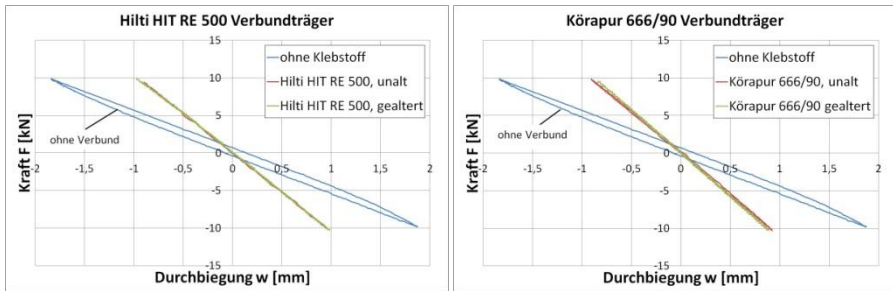


Abbildung 4-16: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm der Verbundträger bei einer Frequenz von 0,1 Hz

In folgenden Tabellen 4-2 und 4-3 sind die Dämpfungen für unterschiedliche Schwingfrequenzen der Verbundträger in Abhängigkeit der Klebstoffe und der Alterung aufgelistet. Zum Vergleich sind ebenfalls die Dämpfungswerte eines Trägers ohne Verbund angegeben.

Tabelle 4-2: Dämpfungen der ungealterten und gealterten Verbundträger mit Hilti HIT RE 500

Frequenz		0,1 Hz	0,25 Hz	0,5 Hz	0,75 Hz	1,0 Hz
Dämpfung Λ	HIT RE 500 unalt	1,3%	1,2%	0,8%	0,8%	0,5%
	HIT RE 500 alt	0,8%	0,5%	0,3%	0,2%	0,4%
	ohne Verbundmittel	8,8%	9,3%	10,7%	10,2%	13,1%

Tabelle 4-3: Dämpfungen der ungealterten und gealterten Verbundträger mit Körapur 666/90

Frequenz		0,1 Hz	0,25 Hz	0,5 Hz	0,75 Hz	1,0 Hz
Dämpfung Δ	Körapur 666/90 unalt	2,3%	1,7%	1,0%	1,3%	0,6%
	Körapur 666/90 alt	1,2%	1,3%	1,0%	1,0%	0,2%
	ohne Verbundmittel	8,8%	9,3%	10,7%	10,2%	13,1%

Wie den beiden Tabellen sowie den Diagrammen zu entnehmen ist, ist die Dämpfung der Verbundträger ohne Verbund deutlich größer als bei den geklebten. Dies ist auf die Reibung der Kontaktflächen des Beton- und Stahlquerschnittes zurückzuführen. Allgemein konnte unabhängig vom verwendeten Klebstoff zur Schubübertragung eine Abnahme der Dämpfung nach der Freibewitterung festgestellt werden, die aus den Langzeitverhalten der Klebstoffe resultiert. Ebenfalls konnte eine Abhängigkeit der Dämpfung von den Materialeigenschaften der Klebstoffe beobachtet werden. Die Verbundträger, die mit dem weicheren Klebstoff Polyurethan hergestellt wurden, wiesen größere Dämpfungen im Vergleich zu den Epoxidharzverbundträgern auf. Somit ist es möglich, mit der Wahl des Klebstoffes Einfluss auf das Dämpfungsverhalten einer tragenden Konstruktion zu nehmen. Dies wäre besonders in Gebäudeinnenräumen von Interesse, wo sich eine Erhöhung der Dämpfung positiv auf die Schalreduktion auswirkt.

4.2.2.3 Vergleich der Änderungen im Dämpfungsverhalten

Im Folgenden werden in Tabelle 4-4 die ermittelten Verlustfaktoren der Schwingungsprüfungen der geklebten Verbundträger den Ergebnissen der DMTA von Klebstoffproben aus dem Kapitel 3.3 gegenübergestellt. Anhand der Versuchsergebnisse der DMTA wurden die Verlustfaktoren ermittelt, die sich bei einer Temperatur von 23° C und einer Frequenz von 1 Hz ergaben. Bei den Verbundträgern wurde lediglich die Dämpfung bei 1 Hz berücksichtigt.

Tabelle 4-4: Vergleich der Verlustfaktoren

Verlustfaktor $\tan\delta$ (Dämpfung)			
Klebstoff	Alterung	Verbundträger	DMA
Hilti HIT RE 500	ungealtert	0,5 %	0,93 %
	freibewittert	0,4 %	0,62 %
Körapur 666/90	ungealtert	0,6 %	12,6 %
	freibewittert	0,2 %	8,0 %

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Wie Tabelle 4-4 entnommen werden kann, liegt eine Reduktion der Dämpfung infolge Alterung bei den Verbundträgern sowie bei den Substanzproben vor. Eine Verhältnismäßigkeit oder Proportionalität der Abnahme der großmaßstäblichen Klebstoffverbindungen der Verbundträger zu den DMA-Ergebnissen konnte nicht festgestellt werden. Bei der Gegenüberstellung der betrachteten Versuchsergebnisse zeichnet sich lediglich ein abnehmender Trend infolge einer Alterung ab.

4.3 Prüfung der gealterten Verbundträger im Grenzzustand der Tragfähigkeit

4.3.1 Versuchsaufbau

Die Verbundträger wurden nach der Alterung analog zu den dynamischen Untersuchungen mit einer 1600-kN-Prüfeinrichtung in einem Vier-Punkt-Biegeversuch bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit getestet. Die Verbundträger wurden hierbei auf zwei Rollenlager gelagert, die in einem lichten Abstand von 6,8 m standen. Die Lasteinleitung erfolgte symmetrisch zur halben Trägerlänge in einem Abstand von 1 m. Somit betrug die Länge zwischen Lasteinleitung und Auflager 2,4 m. Die Last wurde mit einem hydraulischen Zylinder aufgebracht, die durch einen ausreichend steifen Stahlträger gleichmäßig in die Verbundträger eingeleitet wurde. Die Durchbiegung wurde mit induktiven Wegaufnehmern des Typs WA 100mm der Firma HBM im Bereich der Lasteinleitung und in Feldmitte an der Stahlflanschunterseite gemessen. Die Relativverschiebung zwischen den Betonplatten und den Stahlträgern wurde im Auflagerbereich mit induktiven Wegaufnehmern des Typs WA 2mm der Firma HBM gemessen. Zur Ermittlung der Betonstauchung und der Stahldehnung an statisch relevanten Stellen wurden induktive Wegaufnehmer und Dehnmessstreifen angeordnet. Die Dehnungen im Stahlquerschnitt wurden mit Dehnmessstreifen des Typs LY 6/120 der Firma HBM gemessen, die entlang der Querschnittshöhe des Stahlquerschnitts appliziert wurden. Die Stahldehnungsermittlung wurde analog zu der Betonstauchungsermittlung in Feldmitte und zwischen dem Bereich der Lasteinleitung und der Auflager gemessen, der in den folgenden Kapiteln als „Schubbereich“ bezeichnet wird. Mit den gemessenen Dehnungen entlang der Stahlprofilhöhe können rückwirkend die Kräfte, die von den Profilen in die Betonplatten eingeleitet werden, rechnerisch ermittelt werden. Die vollständige Anordnung und verwendete Messtechnik kann den folgenden Abbildungen 4-17 und 4-18 entnommen werden.

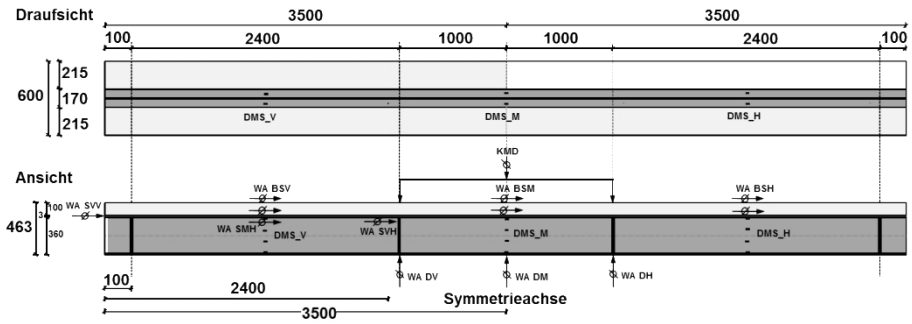


Abbildung 4-17: Versuchsaufbau eines Vier-Punkt-Biegeversuchs

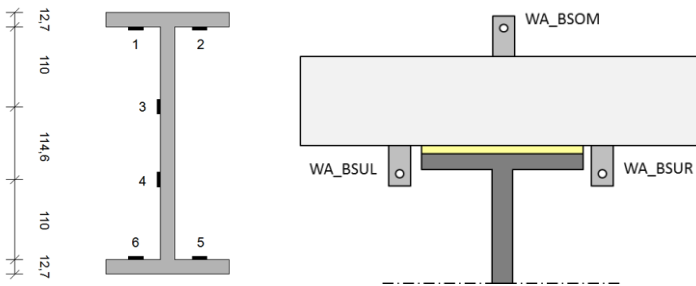


Abbildung 4-18: (links) DMS-Anordnung am Stahlträger, (rechts) Anordnung der Wegaufnehmer zur Dehnungsmessung des Betons



Abbildung 4-19: Versuchsaufbau eines Vier-Punkt-Biegeversuchs

4.3.2 Versuchsdurchführung der Verbundträger

Die Verbundträger wurden mit einer konstanten Prüfgeschwindigkeit des Zylinders von 0,25 mm/min bis zum Bruch belastet. In 50-kN-Lastschritten wurden die Versuche unterbrochen, um die Betonplatten auf Risse in Bereichen großer positiver Momentenbeanspruchung zu untersuchen. Während der gesamten Versuchsdurchführungen wurden bei allen Verbundträgern bei keinem Lastschritt Risse auf der Betonoberfläche festgestellt. Das Bruchverhalten aller Träger war identisch. Die Brüche traten bei allen getesteten Verbundträgern spontan und ohne Vorankündigung durch eine abfallende Last-Verformungskurve infolge Umlagerung innerer Gleichgewichtsbedingungen im Querschnitt auf. Gefolgt von einem lauten Knall konnte ein kurzes Abheben bzw. Aufklappen der Betonplatten vom Stahlprofil beobachtet werden. Die explosionsartigen Energiefreisetzen führten zu einem rapiden Lastabfall. Die Stahlträger behielten aufgrund großer Plastizierung des Querschnittes nach der Entlastung des Prüfzylinders die maximale Durchbiegung bei.

4.3.3 Versuchsergebnisse eines Verbundträgers mit einer Hilti-HIT-RE-500-Klebfuge

Nach der Entlastung des Prüfzylinders und dem Entfernen der Lasteinleitungsstruktur wies der Verbundträger eine starke, bleibende Krümmung infolge des Plastizierens des Stahls im Bereich der maximalen Momentenbeanspruchung auf.



Abbildung 4-20: Verbundträger nach der Versuchsdurchführung

Die Betonplatte war in Bereichen der Lasteinleitung und in der Feldmitte über den gesamten Querschnitt durchgerissen. Zusätzlich wurde die Betonplatte infolge der rapiden Energiefreisetzung von gespeicherten Zugkräften im Schubbereich in drei große Teile zerrissen.



Abbildung 4-21: (links) Riss an der Lasteinleitung V, (mittig) Riss an der Lasteinleitung H, (rechts) Riss im Bereich der hinteren Lasteinleitung und Auflagerung

Im Auflagerbereich verdeutlichte ein Überstand der Betonplatte von mehreren Zentimetern die Ausmaße der Betonplattenabhebung während des Bruchs.



Abbildung 4-22: Überstehende Betonplatte am Auflager

Im Anschluss an die erste Begutachtung wurden die Betonplattenbruchstücke des Stahlträgers mit einem Kran herabgehoben. Auf einer Trägerseite versagte der Klebstoff makroskopisch adhäsiv. Klebstoffrückstände konnten lediglich in den Hohlstellen des gestrahlten Betons festgestellt werden



Abbildung 4-23: (links) Betonoberfläche im Auflagerbereich V, (rechts) Stahlträger im Auflagerbereich V

Auf der gegenüberliegenden Trägerseite wurde ein Mischbruch festgestellt. Zusätzlich zu einem makroskopischen Adhäsionsversagen brach der Beton an der Oberfläche.



Abbildung 4-24: (links) Betonoberfläche im Auflagerbereich H, (rechts) Stahlträger im Auflagerbereich H

4.3.4 Versuchsergebnisse eines Verbundträgers mit einer Körapur-666/90-Klebfuge

Nach der Entlastung konnte eine bleibende Krümmung des Verbundträgers, analog zu dem Träger mit Hilti HIT RE 500, festgestellt werden. Der Stahlquerschnitt wies im Bereich maximaler positiver Momentenbeanspruchung große plastische Verformung auf. Im Bereich der Lasteinleitung sowie in Feldmitte konnten Risse festgestellt werden, die im Vergleich zu dem Hilti Verbundträger (VT) jedoch nicht zu einer vollständigen Trennung des Betonquerschnitts führten.



Abbildung 4-25: (links) Riss an der Lasteinleitung V, (rechts) Riss an der Lasteinleitung H

Im Anschluss an die erste Begutachtung wurde die gelöste Betonplatte mit einem Kran vom Stahlträger gehoben. Ähnlich zu dem Hilti-Träger konnten je Trägerseite unterschiedliche Versagensarten festgestellt werden. Auf der einen Trägerlänge trat ein Bruch in der Betonoberfläche auf. Auf der gegenüberliegenden Trägerseite führte ein oberflächennaher Kohäsionsbruch des Klebstoffes zu einem Ablösen der Betonplatte. Auch auf dieser Trägerseite konnten lokal Bruchstücke des Betons auf der Klebstoffuge festgestellt werden.



Abbildung 4-26: (links) Betonoberfläche im Auflagerbereich V, (rechts) Stahlträger im Auflagerbereich V



Abbildung 4-27: (links) Betonoberfläche im Auflagerbereich H, (rechts) Stahlträger im Auflagerbereich H

4.3.5 Auswertung der Messdaten

4.3.5.1 Materialeigenschaften der Verbundträger

Betoneigenschaften:

Zur Bestimmung der Materialeigenschaften der Betonplatten wurden an den jeweiligen Prüftagen der Verbundträger parallel Untersuchungen an reinen Betonproben durchgeführt. Geprüft wurden Würfelproben mit einer Kantenlänge von 150 mm, Biegezugbalken mit den Abmessungen 750 mm x 150 mm x 150 mm und Betonzylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm zwecks Bestimmung der Druckfestigkeit, der Biegezugfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls. Die gemittelten Betonparameter an den Prüftagen der Verbundträger sind in der folgenden Tabelle 4-5 zusammengefasst.

Tabelle 4-5: Materialeigenschaften der Betonplatten am Prüftag

Versuch	Betonplatten	Standardabweichung
	[MPa]	[MPa]
Würfeldruckfestigkeit	71,80	6,92
Biegezugfestigkeit	6,60	0,81
Elastizitätsmodul	31671	5659

Stahleigenschaften:

Zur Bestimmung der Streckgrenze der Stahlprofile wurden im Anschluss an die Versuche Flachproben in Walzrichtung gemäß Zugprobenform E der DIN 50125 2009-07 entnommen und gemäß DIN EN ISO 6892-1 geprüft.

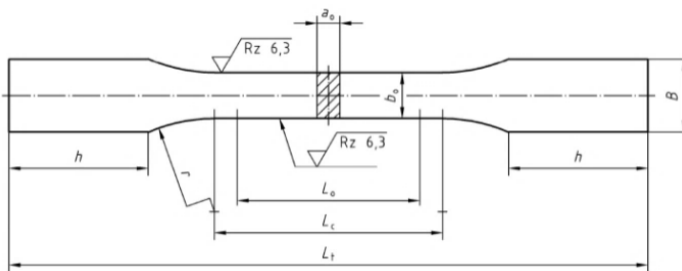


Abbildung 4-28: Zugprobenform E der DIN 50125 2009-07

Die gemittelten Streckgrenzen der Stahlprofile sind in der folgenden Tabelle 4-6 zusammengefasst.

Tabelle 4-6: Streckgrenzen der Stahlprofile

Versuch	Streckgrenze f_{yd}
	[MPa]
Hilti HIT RE 500 VT	280
Körapur 666/90 VT	326

Plastisches Widerstandsmoment:

Für die Auswertung und Gegenüberstellung der Verbundträgerergebnisse ist der Momenten-Durchbiegungs-Verlauf sowie Momenten-Schlupf-Verlauf bezogen auf die plastische Momententragfähigkeit M_{pl} unter der Annahme einer vollständigen Verdübelung gemäß DIN EN 1994-1-1 in den folgenden Diagrammen dargestellt. Zur Bestimmung des plastischen Momentes M_{pl} wird angenommen, dass der gesamte Stahlquerschnitt einer Zugspannung in Höhe der Streckgrenze f_{yk} beansprucht wird und innerhalb der Druckzone des mitttragenden Betonquerschnitts im Bereich zwischen der plastischen Nulllinie und der Randfaser der Druckzone mit einer konstanten Spannung in Höhe der Betondruckfestigkeit f_{ck} wirkt. Diese theoretische Annahme ist in der folgenden Abbildung 4-29 exemplarisch dargestellt.

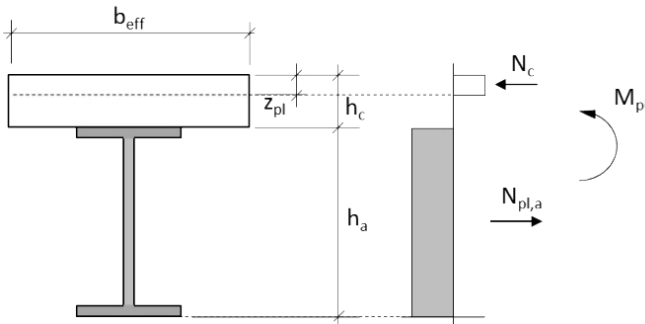


Abbildung 4-29: Plastisches Widerstandsmoment gemäß DIN EN 1994-1-1

Zur Bestimmung des plastischen Widerstandsmoments M_{pl} wird zunächst die Höhe der plastischen Nulllinie z_{pl} wie folgt ermittelt:

$$z_{pl} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{b_{eff} \cdot f_{ck,cyl}} \tag{Gl. 4-5}$$

Unter der Voraussetzung, dass die plastische Nulllinie in der Betonplatte liegt ($z_{pl} \leq h_c$) und das Stahlprofil doppelsymmetrisch ist, kann das plastische Widerstandsmoment M_{pl} wie folgt errechnet werden

$$M_{pl} = f_{yk} \cdot A_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{z_{pl}}{2} \right) \quad (\text{Gl. 4-6})$$

Zur Bestimmung des positiven plastischen Widerstandsmoments M_{pl} der im Rahmen dieser Arbeit getesteten Verbundträger wurden die spezifischen Materialkennwerte des Stahlprofils und der Betonplatte berücksichtigt.

Einwirkendes Biegemoment:

Das berechnete Belastungsmoment basiert auf einem Teilgebiet der Statik und Festigkeitslehre sowie der Elastizitätstheorie. Für einen mit zwei symmetrischen Einzelkräften belasteten Biegebalken auf zwei Stützen (Vier-Punkt-Biegeversuch) ist das Biegemoment in nachfolgender Abbildung 4-30 dargestellt:

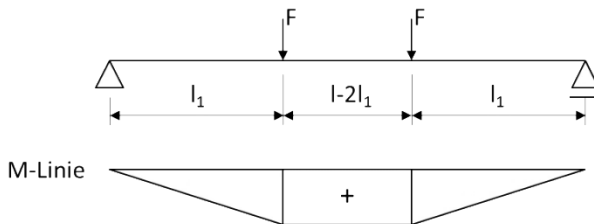


Abbildung 4-30: Momentenverlauf eines Vier-Punkt-Biegeversuchs

- Mit F = symmetrisch einwirkende Kraft auf den Träger
- l_1 = Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitung, hier 2,4 m
- $M = F \cdot l_1$

4.3.5.2 Verformungsgrößen eines Hilti-HIT-RE-500-Verbundträgers

In der folgenden Abbildung 4-31 ist das Last-Durchbiegungs-Verhalten des Hilti-HIT-RE-500-Verbundträgers dargestellt. Das Abflachen des Kurvenverlaufs entsteht infolge des Plastizierens des Stahlquerschnittes unter großen positiven Biegebeanspruchungen in Feldmitte sowie an den Lasteinleitungspunkten.

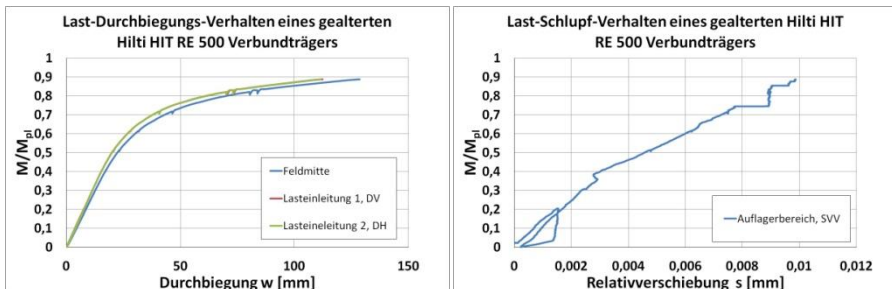


Abbildung 4-31: (links) Last-Durchbiegungs-Diagramm, (rechts) Last-Schlupf-Diagramm eines Hilti-HIT-RE-500-Verbundträgers

Der Schlupf bzw. die Relativverschiebung zwischen Beton- und Stahlquerschnitt wurde im Auflagerbereich ermittelt. Der Kurvenverlauf kann nahezu als linear beschrieben werden, der von dem Plastizieren des Stahlquerschnittes nicht beeinflusst wird. Dieses Verformungsverhalten spiegelt das Scherverhalten der Kleinproben wider. Die Versuchsergebnisse der Kleinproben wiesen ebenfalls einen linearen Zusammenhang zwischen Belastung und Relativverschiebung unter geringer Beanspruchung auf.

4.3.5.3 Schubspannungsermittlung der Klebfuge im Auflagerbereich eines Hilti-HIT-RE-500-Verbundträgers

Zur Bestimmung der Schubbeanspruchung der Verbundfuge wurden die Messergebnisse der Dehnmessstreifen herangezogen. Aus der allgemeinen Biegelehre und Verbundbautheorie ist bekannt, dass Schubkräfte zwischen zwei verbundenen Bauteilen nur in Bereichen der Querkraftbeanspruchung des gesamten Bauteils übertragen werden. Dies bedeutet, dass der Klebstoff lediglich im Bereich zwischen Lasteinleitung und Auflager (Schubbereich) einer Scherbeanspruchung ausgesetzt ist. In der Mitte des Schubbereichs wurden Dehnmessstreifen entlang der Stahlprofilfläche angeordnet und in Walzrichtung appliziert. Die Dehnungsverläufe ermöglichen eine rückwirkende Ermittlung des Normalkraftanteils N_a des Stahlquerschnitts, der an der Applikationsstelle über die Verbundfuge in die Betonplatte eingeleitet wurde. Exemplarisch ist in Abbildung 4-32 die Aufteilung der gemessenen Dehnungen in den Momentenanteil und die klebstoffrelevante Normalkraftanteil N_a dargestellt.

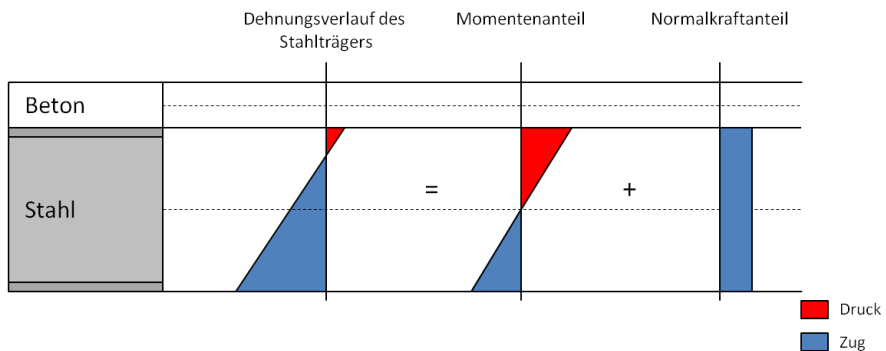


Abbildung 4-32: Vereinfachter Dehnungsverlauf des Stahlprofils

Der angegebene Normalkraftanteil N_a resultiert aus der Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl und wird über eine definierte Länge l_d vom Klebstoff übertragen. Mit der Bedingung, dass am Auflager infolge der Querkraftlagerung keine Normalkraft N_a übertragen wird ($N_a = 0$), kann vereinfacht eine gemittelte Schubbeanspruchung der Klebfuge in Abhängigkeit der Übertragungslänge anhand Abbildung 4-33 nachvollzogen werden.

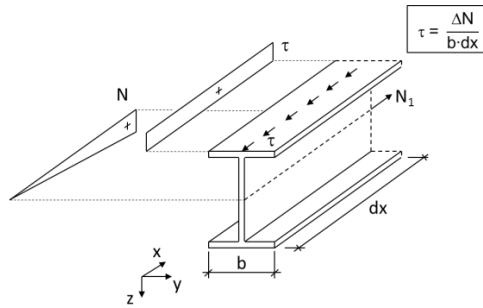


Abbildung 4-33: Schubspannungsverlauf im Schubbereich eines Verbundträgers

Mit den vorhandenen Abmessungen des Versuchsaufbaus kann die Schubbeanspruchung der Verbundträger im Auflagerbereich wie folgt errechnet werden:

$$\tau = \frac{N_a}{b \cdot l_d} \quad (\text{Gl. 4-7})$$

Mit: N_a = Normalkraftanteil

b = Breite der Klebfuge

l_d = Übertragungslänge, Abstand zwischen Auflager und DMS-Applikation

Unter Einbeziehung der Klebschichtdicke von 3 mm (Gleitung = Relativverschiebung / Klebstoffdicke) ist in Abbildung 4-34 die ermittelte Schubspannung über die Gleitung im Schubbereich dargestellt. Analog zu dem Last-Schlupf-Verhalten (Abbildung 4-31, rechts) kann der Verlauf als linear beschrieben werden, dieser spiegelt die Ergebnisse zur Untersuchung des Materialverhaltens der Kleinproben im Bereich niedriger Beanspruchungen wider.

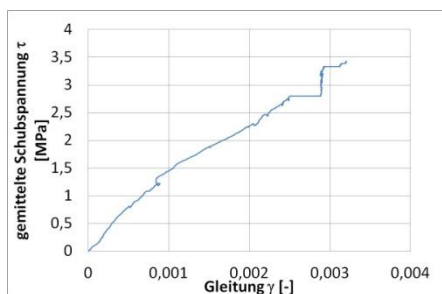


Abbildung 4-34: Schubspannungs-Gleitungs-Diagramm eines Hilti-HIT-RE-500-Verbundträgers

4.3.5.4 Verformungsgrößen eines Körapur-666/90-Verbundträgers

In der folgenden Abbildung 4-35 ist das Last-Durchbiegungs-Verhalten des Körapur-666/90-Verbundträgers sowie das Last-Schlupf-Verhalten am Auflager dargestellt.

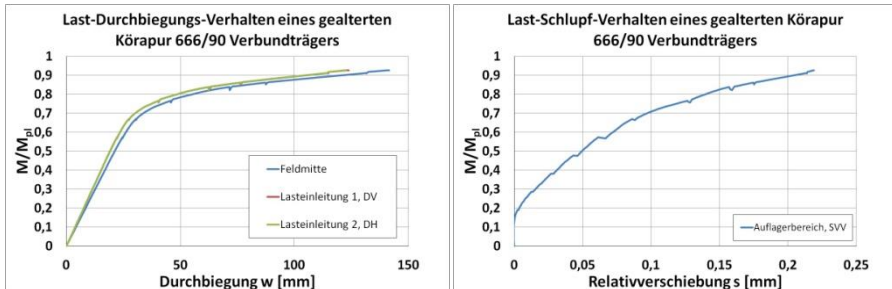


Abbildung 4-35: (links) Last-Durchbiegungs-Diagramm, (rechts) Last-Schlupf-Diagramm eines Körapur-666/90-Verbundträgers

4.3.5.5 Schubspannungsermittlung der Klebfuge im Auflagerbereich eines Körapur-666/90-Verbundträgers

In Abbildung 4-36 ist die gemittelte Schubspannung über die Gleitung im Schubbereich dargestellt.

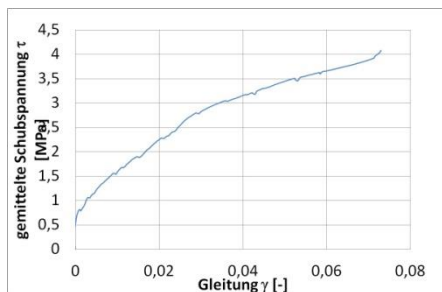


Abbildung 4-36: Schubspannungs-Gleitungs-Diagramm eines Körapur-666/90-Verbundträgers

4.4 Bestimmung des Bruchkriteriums der Verbundträger

Infolge des spontanen Versagens war es visuell nicht möglich zu beurteilen, welche ausschlaggebenden Mechanismen für den Bruch verantwortlich waren. Zur Beantwortung bzw. zum Eingrenzen der Fragestellung, welcher Bruchmechanismus das Versagen des gesamten Tragsystems initialisierte, wurde nachfolgend die Betondehnung an den maßgebenden Stellen der positiven Momentenbeanspruchung in Feldmitte betrachtet.

Zur Bestimmung der maßgebenden Betondehnungen in Feldmitte wurden drei Wegaufnehmer verwendet, die jeweils auf der Ober- und Unterseite der Betonplatte gemäß Abbildung 4-37 angebracht wurden. Mithilfe der Höhen- und Längenabmessungen h_w und L , die vor der Versuchsdurchführung gemessen und dokumentiert wurden, können durch Annahme einer konstanten Dehnungsebene über den Betonquerschnittshöhe die Betonstauchung ϵ_{BO} und Dehnung ϵ_{BU} ermittelt werden (vgl. Abbildung 4-37, rechts).

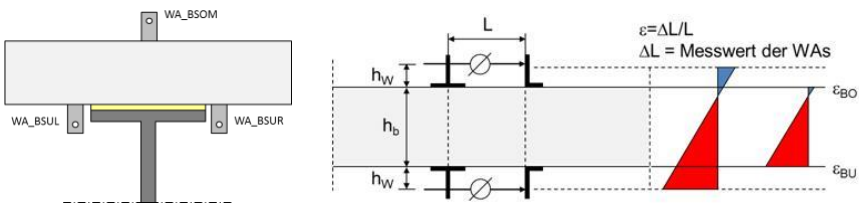


Abbildung 4-37: Dehnungsermittlung der Betonplatten

Zum Vergleich der gemessenen Dehnungen mittels Wegaufnehmern wurden die Messergebnisse der in Kapitel 4.1.5. vorgestellten FBG-Fasern, die längs auf der Betonunterkante in der Klebfuge angeordnet wurden, ausgewertet.

Abbildung 4-38 beinhaltet zum einen die Messergebnisse der gesamten FBG-Messung (links), zum anderen einen konkreten Vergleich zwischen optischer Dehnmessung der Betonunterseitendehnungen in der Klebfuge mittels FBG-Sensoren und einer Messung mithilfe von Wegaufnehmern (rechts).

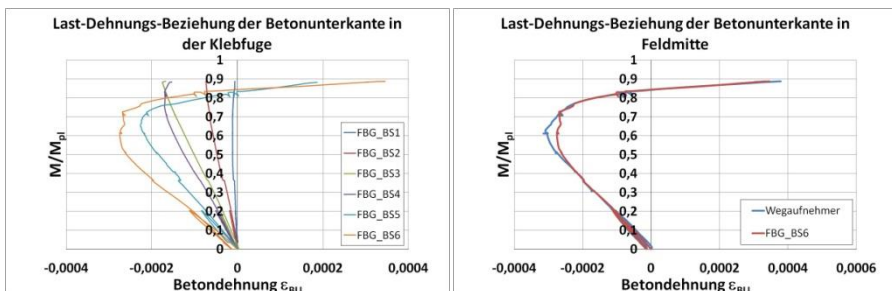


Abbildung 4-38: (links) Betonunterkantendehnung in der Verbundfuge, (rechts) Dehnung der Betonplattenunterseite in Feldmitte

Die gute Übereinstimmung der Messergebnisse der Dehnungsbestimmung mittels induktiven Wegaufnehmern und der FBG-Fasern bestätigen die Funktionalität und Plausibilität einer Dehnungsermittlung mit dem optischen Messsystem an der Substratoberfläche in einer Klebfuge. Ebenfalls konnte somit die Hinterfragung der Einschätzung und Wertigkeit der gemessenen Größen der Wegaufnehmerdaten vernachlässigt werden.

Zusammenhängend mit der Auswertung der dem Klebstoff zugewandten Betonunterseite wurden die Betonstauchungen auf der obersten Randfaser des Betons in der Druckzone mit den Wegaufnehmerdaten ermittelt. Die Betonstauchung in Abhängigkeit der äußeren Belastung in Feldmitte ist in Abbildung 4-39 dargestellt.

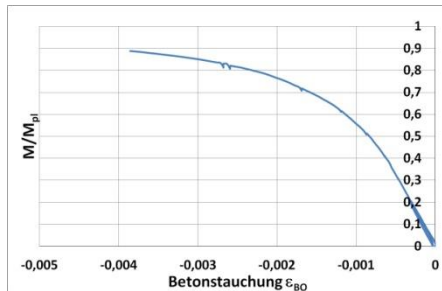


Abbildung 4-39: Betonplattenstauchung der Oberseite in Feldmitte

Zur Bewertung und Bestimmung des Ausnutzungsgrades des Betonquerschnittes werden die gemessenen Dehnungen und Stauchungen der äußeren Randfasern kritischen Grenzdehnungen bzw. Bruchdehnungen gegenübergestellt.

Fachliteraturen und Tabellenwerken, wie z. B. Schneider Bautabelle für Ingenieure, sowie Betonhandbüchern können Werte zur Bruchdehnung eines druckbeanspruchten Betons mit vergleichbarer Festigkeit von $\epsilon_{D,crit} = -3,5 \text{ ‰}$ entnommen werden. Im Gegensatz zu den gemessenen Werten ist zu erkennen, dass die maximal erreichte Betonstauchung an der äußersten Faser der Betonplatte in Feldmitte über dem Literaturwert liegt.

Zur Beurteilung der Zugauslastung des Betons konnte aufgrund der hohen Biegezugfestigkeit, deren Wert von Normbetonen abweicht, nicht auf geeignete Literaturquellen verwiesen werden. Unter der Annahme, dass der auf Zug beanspruchte Betonquerschnitt bis zum Erstriss ein linear elastisches Materialverhalten aufweist, kann die kritische Zugdehnung unter Berücksichtigung des Hooke'schen Gesetzes und der Einbeziehung der spezifischen Materialkenngrößen des Betons vereinfacht wie folgt errechnet werden.

$$\epsilon_{BU} = \frac{\sigma_{ct}}{E_c} = \frac{8,6 \frac{N}{mm^2}}{31671 \frac{N}{mm^2}} \approx 0,272 \text{ ‰} \quad (\text{Gl. 4-8})$$

In der folgenden Tabelle 4-7 sind zur Veranschaulichung die normierten Werte der Bruchdehnung und die errechnete kritische Zugdehnung im Grenzzustand der

Tragfähigkeit (GZT) den gemessenen Dehnungen und Stauchungen der Betonoberfläche gegenübergestellt.

Tabelle 4-7: maximal gemessene Betondehnungen

	Bruchdehnung	Zugdehnung
Versuch	-3,86‰	0,338‰
Werte im GZT	-3,5‰	0,272‰

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Mit der in Tabelle 4-7 aufgelisteten Gegenüberstellung kann die Aussage getroffen werden, dass nicht die Klebfuge, sondern wahrscheinlich ein Betonversagen im Bereich hoher Biegelasten zu einer schlagartigen Energiefreisetzung und Ablösen der gesamten Platte vom Stahlträger geführt hat. Zur exakten Konkretisierung des Bruchverhaltens wird auf das folgende Kapitel 5 verwiesen, in dem neben Verformungs- und Spannungsgrößen auch die Bruchmechanik mithilfe Finite-Elemente-Software analysiert wird.

5 FE-Simulation der experimentell untersuchten Verbundträger

5.1 Vorbemerkung

In diesem Kapitel wird auf die Simulation und realitätstreue Nachrechnung der geklebten Verbundträger unter Verwendung einer Finite-Elemente-Software eingegangen. Ziel war es, mit dem Finite-Elemente-Programm ABAQUS 6.14-1 die Versuchsergebnisse der Verbundträger mit deren Werkstoffeigenschaften nachzurechnen und die Spannungs- und Verformungszustände anhand von dreidimensionalen Modellen nachvollziehen zu können. Dabei richtete sich das Hauptaugenmerk auf die Verbundfuge, die speziell unter Betrachtung des Schubspannungsverlaufs in Bereichen hoher Durchbiegungsverformung Aufschluss über das Tragverhalten eines geklebten Stahlverbundträger liefern sollte. Zusätzlich sollten sowohl Spannungsspitzen in den Fügepartien als auch in den Klebfugen erörtert werden und eine konkrete Aussage zum Bruchkriterium erfolgen.

5.2 FE-Modellierung

5.2.1 Grundlagen

Die Größe des Trägers und eine planmäßig feine Vernetzung der 3-D-modellierten Verbundträgerstruktur für eine realitätstreue Abbildung der Spannungs- und Dehnungsgrößen würde einen hohen Datenaufwand, verbunden mit langen Rechenzeiten und eventuellen Konvergenzproblemen, nach sich ziehen. Aus diesem Grund wurde zur Berechnung die Doppelsymmetrie der Verbundträger ausgenutzt. Hierbei wurde unter Berücksichtigung von entsprechenden und geeigneten Rand- und Nebenbedingungen nur ein Viertel der Träger modelliert. Eine Ansicht des statischen Ersatzsystems mit den entsprechenden Freiheitsgraden ist in Abbildung 5-1 schematisch dargestellt.

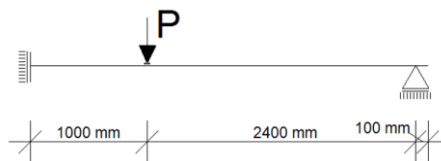


Abbildung 5-1: Statisches Ersatzsystem der Verbundträger

Das Netz der Betonplatte und des Stahlträgers besteht aus den Standardelementen C3D8R, ein Element, das für Berechnungen von Solid-3-D-Strukturen aufgrund von acht kubisch angeordneten Messpunkten hinreichend genaue Ergebnisse liefert.

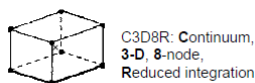


Abbildung 5-2: Standardelement C3D8R gemäß ABAQUS

Für die Vernetzung des Betons wurden quadratische Elemente mit einer Kantenlänge von 20 mm gewählt. Beim Stahlträger beträgt die Kantenlänge der Elemente in Längsrichtung (Walz- und Spannrichtung) ebenfalls 20 mm. Für den Flansch erfolgt eine Teilung in zwei Elementreihen. Aufgeteilt wurde dieser in Querrichtung in 13 Elemente. Der Steg wurde über die Höhe in acht Elemente aufgeteilt. Der Stahlträger wird somit abschnittsweise vernetzt. Ein besonderes Augenmerk galt dem Bereich der Ausrundungsradien, für den zur Abbildung einer realitätsnahen Krümmung ein höherer Diskretisierungsgrad gewählt wurde.

Für die im Verhältnis zu den Abmessungen der Fügeiteile dünnen Klebschicht wurde zur Implementierung des Klebstoffs auf Kohäsionselemente zurückgegriffen. Durch eine Annahme einer unendlich dünnen Klebschicht wurde zur Elementierung in Dickenrichtung nur eine Elementreihe erstellt, da bei einer mehrreihigen Aufteilung gegebenenfalls Konvergenzprobleme während einer Simulation auftreten können. In Längsrichtung bestand die Klebschicht aus 1000 und in Querrichtung aus 40 Elementen.

Ein weiteres wichtiges Detail betraf die Verknüpfung der Klebstoffschicht mit den Fügeiteilen. Für den stoffschlüssigen Anschluss wurde eine „Knoten zu Fläche“- (Node to surface-) Verbindung definiert. Dabei wird eine sogenannte „Slave-Surface“ und „Master-Surface“ den jeweiligen zu verbindenden Oberflächen zugewiesen. Hierbei ist anzumerken, dass die „Master-Surface“ aus Gründen der Konvergenz dem steiferen Material zuzuordnen ist. Ebenfalls ist eine feinere Vernetzung der „Slave-Surface“ zu beachten. Infolgedessen wurde der Diskretisierungsgrad der Klebschicht deutlich höher gewählt als der für die Fügeiteile. In der folgenden Abbildung 5-3 ist die Vernetzung des verwendeten Modells dargestellt.

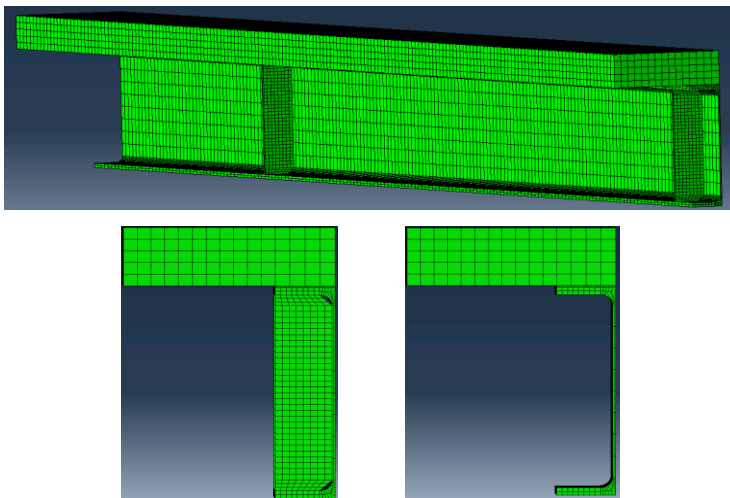


Abbildung 5-3: Vernetzung eines Verbundträgers

5.2.2 Modellierung und Materialverhalten der verwendeten Werkstoffe

5.2.2.1 Stahl

Für die Beschreibung der Stahleigenschaften ist eine Definition eines linear elastischen Materialverhaltens unzureichend, da durch die große Durchbiegung des Trägers in Feldmitte plastische Verformungen des Stahlprofils entstanden. Die Beschreibung des Stahls erfolgt dementsprechend mit einem elasto-plastischen Modell und einem Ansatz einer linearen Verfestigung, die zur Berechnung eines bilinearen Werkstoffverhaltens in ABAQUS unabdingbar ist. In der folgenden Tabelle 5-1 sind die Materialgesetze der verwendeten Stahlträger auf Grundlage der Zugprobenergebnisse aus Kapitel 4.3.5.1. aufgelistet.

Tabelle 5-1: Materialmodell der Stahlquerschnitte im FE-Modell

Stahlmaterial im FE-Modell	
Spannung-Dehnung für den Zug und Druckbereich	
Hilti HIT RE 500	Körapur 666/90
Elastisch-plastisch	
Baustahl S235	
$f_y = 275 \text{ MPa}$	$f_y = 340 \text{ MPa}$
$f_u = 326 \text{ MPa}$	$f_u = 370 \text{ MPa}$
E-Modul: 210000 MPa	
$\nu = 0,3$	

5.2.2.2 Beton

Beton ist ein heterogener und spröder Werkstoff, welcher ein stark belastungsabhängiges Materialverhalten aufweist. Er kann hohe Druckbelastungen aufnehmen, besitzt aber eine sehr geringe Zugfestigkeit. Der einachsiale Spannungszustand kann in dafür ausgelegten experimentellen Versuchen und mit idealisiertem Modellansatz erreicht und untersucht werden. In realen Tragstrukturen wirken auf den Beton mehrachsiale Spannungszustände. Da das Festigkeitsverhalten des Betons sehr stark vom hydrostatischen Spannungszustand abhängt, ist dies für eine möglichst realitätsgetreue Modellbildung zu berücksichtigen. Grundsätzlich bestimmt die Wechselwirkung zwischen Zementsteinmatrix und Zuschlag die Festigkeit. Das Versagen tritt dabei in aller Regel durch Rissbildung auf (Spaltzugwirkung). Zunächst entstehen Mikrorisse, welche sich mit zunehmender Belastung zu Makrorissen verbinden. Die Steifigkeit des Betons nimmt zunehmend ab, bis schlussendlich keine Festigkeit mehr gegeben ist. Wirkt jedoch ein hoher hydrostatischer Druck auf den Beton, so wird die Rissbildung überdrückt, was zu einer deutlichen Festigkeitssteigerung des Betons führt. Der Bruch kann infolge dieser Steigerung durch das sogenannte „Crushing“, dem Zerdrücken des Zementsteingefüges, entstehen.

Für die Beschreibung des Betons existieren zahlreiche, hinreichend genaue mathematische Modelle, doch bleibt die exakte numerische Abbildung wegen des soeben beschriebenen komplexen Verhaltens und aufgrund von vielen Einflussparametern, wie z. B. dem Mischungsverhältnis der Bestandteile, nicht realitätsgetreu realisierbar.

Das in ABAQUS definierte „Concrete Damaged Plasticity“- (CDP-)Modell ist ein dreidimensionales Materialmodell zur Charakterisierung des Betons. Es berücksichtigt das nicht lineare elastisch-plastische Verhalten sowie die Abhängigkeit vom Spannungszustand. Dabei wird von einem isotropen Verfestigungsansatz und isotroper Versagensentwicklung ausgegangen. Zudem wird vorausgesetzt, dass im elastischen Bereich lineares Materialverhalten vorliegt. Zeitabhängige Effekte, wie z. B. Schwinden und Kriechen, lassen sich mit diesem Modell ebenfalls definieren, bleiben jedoch im Rahmen dieser Arbeit aufgrund fehlender Kenngrößen unberücksichtigt. Zur Beschreibung der Entfestigung im Druckbereich sowie der Rissbildung unter Zugbeanspruchungen wurden die „Damage Evolution Parameter“ gemäß Kamali (Kamali 2012) herangezogen.

Die Parameter, die für die Modellbildung erforderlichen sind, sind in Tabelle 5-2 aufgeführt. Die Materialkennwerte wurden dabei mithilfe der gemessenen Parameter der experimentellen Versuche an den zuvor beschriebenen Betonproben aus Kapitel 4.3.5.1. ermittelt.

Tabelle 5-2: Materialmodell des Betons im FE-Modell

Betonmaterialmodell im FE-Modell			
Druck		Zug	
Spannung-Dehnung		Spannung-Rissöffnung	
Concrete Damaged Plasticity			
Materialkennwerte		CDP-Parameter	
Zugfestigkeit	$f_{ct}=6,0$ MPa	Zug/Druckmeridian	$K_C=0,67$
Druckfestigkeit	$f_{cm}=55$ MPa	Exzentrizität	$\epsilon_x=0,1$
E-modul	31000 MPa	Dilatanzwinkel	$\Psi=35^\circ$
Querdehnzahl	$\nu=0,25$	Festigkeit (bi/einachsial)	$F_{b0/c0}=1,16$
Duktilitätspara.	$D=0$		
plast. Dehnung	$\epsilon_{c1}=0,00265$		

5.2.2.3 Klebstoffe

Die verwendeten Klebstoffe weisen ein stark nicht linear-viskoelastisches Materialverhalten auf. Infolgedessen können sich Schwierigkeiten bezüglich der Definition des plastischen Verhaltens durch eine Betrachtung der Klebschicht als voluminöses Kontinuum ergeben, durch die keine Konvergenz erreicht werden kann. Aus diesem Grund wurde für die verwendeten Klebstoffe eine reine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung („Traction-Separation-Law“) definiert, welches üblicherweise für Simulationen von Klebschichten verwendet wird. Die hierfür spezifisch erforderlichen Parameter wurden vom Fraunhofer-Institut für Fertigungstechnik und Angewandte Materialforschung IFAM an Versuchsproben erarbeitet und bereitgestellt. Die Parameter von freibewitterten Kleinproben sind in den Tabellen 5-3 und 5-4 aufgeführt. Bei der Ermittlung der Kenngrößen wurden die Versuchsergebnisse der Kleinproben, die im Rahmen dieser Arbeit untersucht wurden, berücksichtigt und integriert.

Tabelle 5-3 Materialmodell des Hilti HIT RE 500

Hilti HIT RE 500		Typ	Knn	Kss	Ktt
Elastic		Traction	9250	2640	2640
Damage Initiation		Criterion	Normal Only	Shear-1 Only	Shear-2 Only
		Quadrativ Traction	36,9	39,6	39,6
Damage	Typ	Softening	Mixed	Mode	Power
Evolution	Energy	Linear	Power	Energy	2
Normal Fracture Energy		1st Fracture Energy		2nd Shear Fracture Energy	
0,46		3,8		3,8	

Tabelle 5-4 Materialmodell des Körapur 666/90

Körapur 666/90		Typ	Knn	Kss	Ktt
Elastic		Traction	1380	460	460
Damage Initiation		Criterion	Normal Only	Shear-1 Only	Shear-2 Only
		Quadrativ Traction	10,6	10,5	10,5
Damage	Typ	Softening	Mixed	Mode	Power
Evolution	Energy	Linear	Power	Energy	2
Normal Fracture Energy		1st Fracture Energy		2nd Shear Fracture Energy	
2		8		8	

5.3 Ergebnisse der FE-Simulation

5.3.1 Last-Verformungsverhalten

Die Berechnungsergebnisse des Last-Durchbiegungsverhaltens der Verbundträgersimulationen mit Hilti HIT RE 500 und Körapur 666/90 wurden den Ergebnissen der experimentellen Versuchsdurchführung gegenübergestellt (Abbildung 5-4). Für beide Klebstoffsysteme konnten gute Übereinstimmungen im linearen sowie im plastischen Verhalten erreicht werden, die eine Grundlage für eine spezifische und detaillierte Analyse lokaler kritischer Stellen bildet.

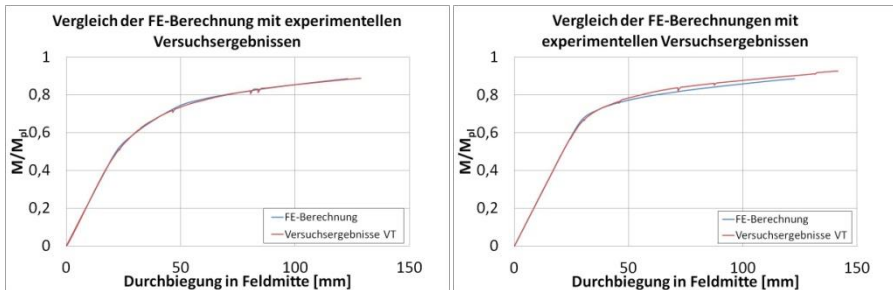


Abbildung 5-4: (links) Last-Durchbiegungs-Diagramm Hilti HIT RE 500, (rechts) Last-Durchbiegungs-Diagramm Körapur 666/90

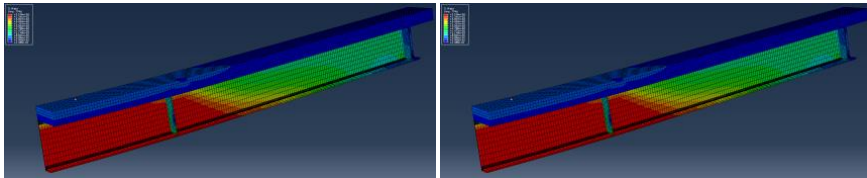


Abbildung 5-5: Verformung des Hilti HIT RE 500 VT (links) und Körapur 666/90 VT (rechts)

5.3.2 Bruchkriterium gemäß den Ergebnissen der FE-Simulationen

Mit den implementierten „Damage-Evolution Parametern“ für die Werkstoffe Beton und Klebstoff konnten die kritischen Bruchflächen an den Modellen durch farblich hervorgehobene Elemente visuell verdeutlicht werden.

Für beide Klebstoffsysteme konnte ein Druckversagen des Betons im Bereich der Lasteinleitung festgestellt werden, wie es in der Abbildung 5-6 verdeutlicht ist. Zusätzlich wurde in diesem Bereich eine verschmierte Rissbildung festgestellt (Abbildung 5-7). Die Rissbildung konzentrierte sich auf der Betonoberkante im Randbereich. Zusätzlich konnte eine Andeutung von Rissen auf der Betonunterseite im Bereich der Klebung errechnet werden. Auf Basis der Rechenergebnisse liegt die Vermutung nahe, dass durch lokales Versagen des Betons im Bereich der Lasteinleitung das instabile Risswachstum und die damit einhergehende ruckartige Energiefreisetzung zu einem Abheben der Betonplatte geführt haben. Aufgrund des

gleichen Bruchverhaltens der Simulationsergebnisse werden in den folgenden Abbildungen lediglich die Bruchbilder der Körapur-666/90-Betonplatte präsentiert.

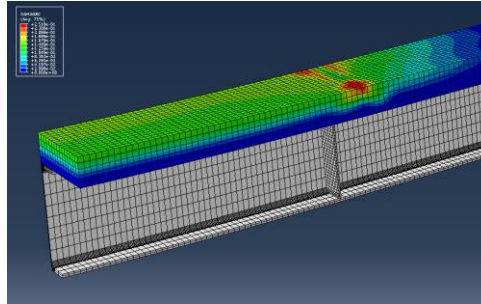


Abbildung 5-6: Druckversagen der Betonplatte

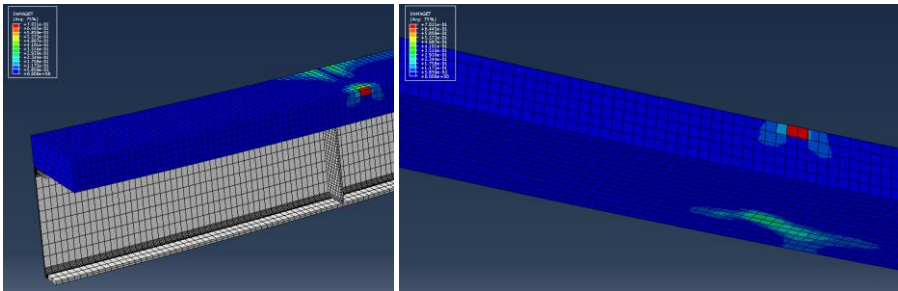


Abbildung 5-7: (links) Rissbildung auf der Betonoberseite, (rechts) Rissbildung auf der Betonunterseite

5.3.3 Längsschubverlauf über die Trägerlänge

Im weiteren Verlauf der Analyse wurde die Schubspannung der Klebfuge unter maximaler äußerer Beanspruchung begutachtet und in den folgenden Abbildung 5-8 über die Trägerlängenkoordinate x aufgetragen. Dabei beschreibt die Koordinatengröße $x = 0$ den Auflagerbereich und $x = 3500$ die Feldmitte.

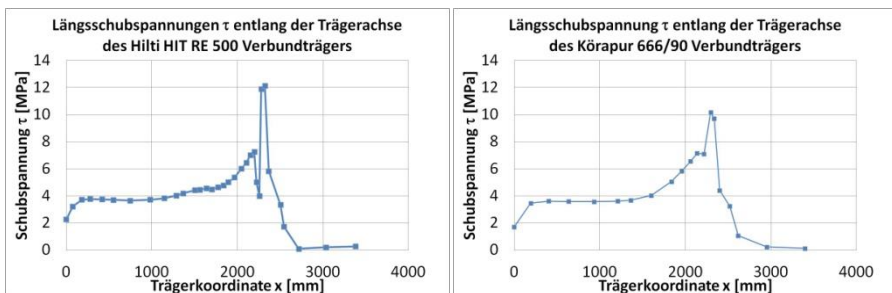


Abbildung 5-8: (links) Längsschubspannungen entlang der Trägerachse Hilti HIT RE 500, (rechts) Längsschubspannungen entlang der Trägerachse Körapur 666/90

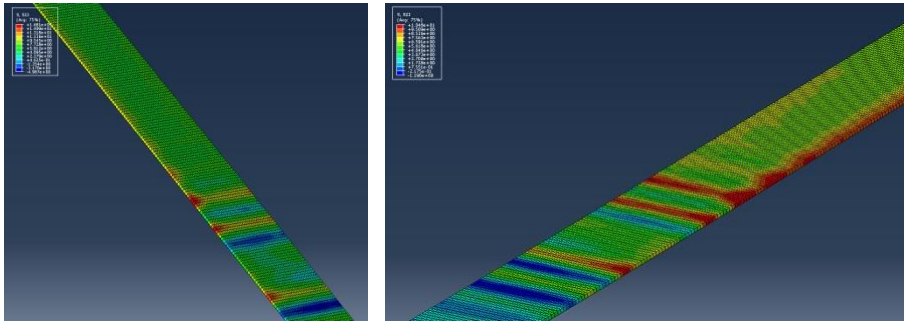


Abbildung 5-9: (links) Schubspannung in der Klebfuge im Lasteinleitungsbereich für F_{\max} Hilti HIT RE 500, (rechts) Schubspannung in der Klebfuge im Lasteinleitungsbereich für F_{\max} Körapur 666/90

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Den beiden Diagrammen sowie den dazugehörigen Schubspannungsbildern kann entnommen werden, dass in Bereichen der Lasteinleitung ($x = 2400$ mm) Schubspannungspeaks entstehen, deren Werte im Gegensatz zu den gemessenen Schubspannungen im Auflagerbereich höher sind. Diese Peaks resultieren aus dem plastischen Materialverhalten der Verbundpartner und sind für eine Bewertung des Tragverhaltens zu berücksichtigen. Im Gegensatz zu konventionellen Verbundtechniken, wie z. B. mit Kopfbolzendübeln, ist eine Kraftumlagerung infolge des plastischen Materialverhaltens der Verbindungsmittel in der Verbundfuge aufgrund der stoffschlüssigen Verbindung und den spezifischen Materialeigenschaften der Klebstoffe nicht möglich und kann nicht angesetzt werden. Demnach muss ein Bewertungssystem entwickelt werden, das den nahezu exakten Spannungsverlauf in der Klebfuge unter der Ausnutzung plastischer Traganteile der Fügebauteile berücksichtigt, um eine wirtschaftliche und sichere Einschätzung eines geklebten Stahlverbundträgers zu gewährleisten.

6 Berechnungsmethoden für gealterte Klebfugen

6.1 Vorbemerkung

Für die Berechnung von Verformungs- und Belastungszuständen geklebter Stahlverbundträger dürfen aufgrund der Erkenntnisse der Finiten-Elemente-Simulation und der Versuchsergebnisse der großmaßstäblichen Stahlverbundträger die vereinfachten Bemessungsverfahren gemäß DIN EN 1994-1 nicht angewendet werden. Infolge der Materialeigenschaften der Klebstoffe und der geringen Verformbarkeit ist eine lokale Kraftumlagerung im System bzw. in der Klebfuge nicht möglich. In Verbundbauten mit konventionellen Verbundmitteln erlaubt das annähernd plastische Materialverhalten der Verbindung und die ausreichende Verformbarkeit eine Umlagerung der Schubkräfte. Durch Berücksichtigung dieser Umlagerung können Spannungspeaks, wie sie dem Kapitel 5.3.3. entnommen werden können, vernachlässigt werden.

Eine Vernachlässigung bei geklebten Stahlverbundträgern ist nicht zulässig, da hier bei einer Missachtung des wahren Spannungszustandes der Klebfuge ein Sprödbruch zu erwarten ist, der ohne Vorankündigung und im Überlastfall mit einer hohen, ggf. lebensgefährlichen Energiefreisetzung einhergeht.

Unter diesen Voraussetzungen wird nun folgend ein Bewertungs- und Berechnungsverfahren präsentiert, das eine auf Grundlage von FE-Ergebnissen und experimentellen Untersuchungen gestützte Bemessung eines geklebten Stahlverbundträgers ermöglicht. Dabei werden die für die Bemessung relevanten Größen wie die Normalkraftübertragung in der Verbundfuge, die Durchbiegung sowie die Relativverschiebungen eines Verbundträgers mit elastischem Verbund rechnerisch ermittelt und herangezogen.

6.2 Grundlagen der Verformungsbestimmung von Verbundkonstruktionen mit elastischem Verbund

6.2.1 Ansatz eines Bemessungsmodells

Das Berechnen von Verformungsgrößen von Verbundkonstruktionen mit elastischem Verbund stellte Tragwerksplaner in der Vergangenheit vor große Herausforderungen. Aufgrund unterschiedlicher Steifigkeiten, Querschnittsabmessungen und innerer statischer Unbestimmtheiten war eine Berechnung statischer Bestimmungsgrößen infolge der wechselwirkenden Verbundpartner mit einfach stabstatischen Rechenmethoden undenkbar.

Im Ingenieurholzbau gelang es Möhler in seiner Dissertation (Möhler 1956) erste grundlegende Berechnungsansätze zur Tragwirkung von Holzverbundtragwerken zu erstellen. Vereinfacht leitete er für einen statisch bestimmten gelagerten Balken in Verbundbauweise auf zwei Stützen unter einer sinusförmigen Belastung die Grundlagen eines repräsentativen Berechnungsansatzes her. Hierfür führte Möhler neben den Gleichgewichtsbedingungen und Schnittgrößen die Trägerdurchbiegung w und die Relativverschiebung δ der Kontaktfuge als zusätzliche Verformungsgrößen zur

Verbundtragwirkung ein. Dabei wurden zur Berechnung der Trägerdurchbiegung w und Relativverschiebung δ folgende Randbedingungen vorausgesetzt:

1. Die beiden Querschnittsteile gehorchen dem Hooke'schen Gesetz
2. Die Nachgiebigkeit der Verbindungsfuge wird durch ein lineares Federgesetz über die Schubfedersteifigkeit k berücksichtigt
3. Gleiche Krümmung der Einzelquerschnitte an einer Trägerstelle x
4. Reine Biegebeanspruchung des Gesamtquerschnittes
5. Theorie I. Ordnung mit infinitesimaler Verformung
6. Die Schubverformung der Einzelquerschnitte wird vernachlässigt

Die grundlegende theoretische Annahme der Berechnung ist dabei das Zusammenspiel der jeweiligen Traganteile der einzelnen Teilquerschnitte und deren Wechselwirkung, die durch ein Verbundmittel verwirklicht wird.

Die Gesamtschnittgrößen eines Balkenelementes der Länge dx nach Möhler sind in der folgenden Abbildung 6-1 in ihre Einzelkomponenten bzw. tragenden Anteilen dargestellt.

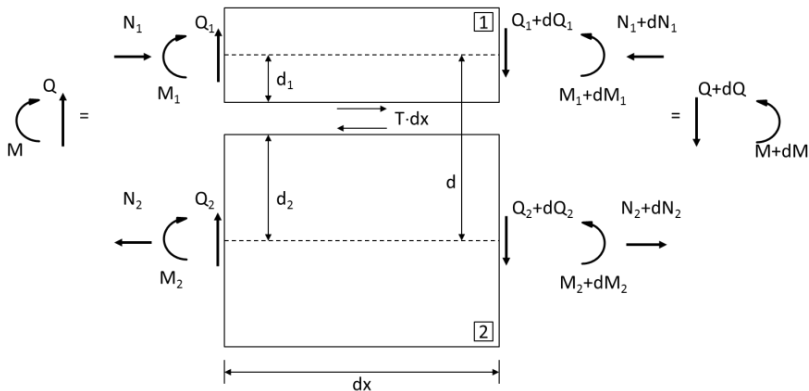


Abbildung 6-1: Gesamtschnittgrößen eines Balkenelementes der Länge dx

Die entstehenden Verformungszustände in einer Kontaktfuge werden, wie in Abbildung 6-2 dargestellt, von Möhler wie folgt definiert. Dabei beschreibt d den Abstand der Schwerlinien zweier verbundener Teilquerschnitte.

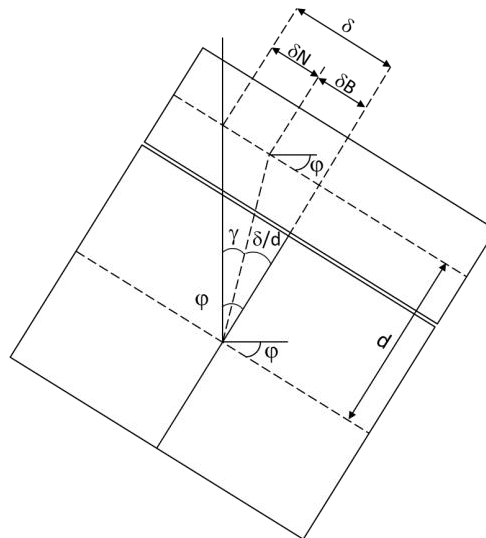


Abbildung 6-2: Verformungszustand einer Kontaktfuge

Die Fugenverschiebung δ setzt sich nach der Theorie aus zwei Anteilen zusammen. Der erste Anteil δ_B resultiert aus der Verdrehung φ des Gesamtquerschnitts. Der zweite Anteil setzt sich aus der Normalkraftverlängerung bzw. Normalkraftverkürzung δ_N der einzelnen Teilquerschnitte zusammen.

Mithilfe der zusätzlichen Berücksichtigung der Fugenverformung konnten zwei grundlegende Beziehungen hergeleitet werden:

1. Die Momentenbeziehung, die das einwirkende äußere Moment in die Traganteile der Einzelquerschnitte (hier am Beispiel eines Stahlverbundträgers) und die Verbundwirkung aufteilt:

$$M = M_a + M_c + N \cdot a \quad (\text{Gl. 6-1})$$

Mit M_a = Momentenanteil des Stahlträgers

M_c = Momentenanteil des Betonquerschnitts

$N \cdot a$ = Verbundanteil des Querschnittes in Abhängigkeit der Fugensteifigkeit

2. Schubkraftbeziehung, die aus der Fugenverschiebung δ und der Fugensteifigkeit k resultiert:

$$\tau = \delta \cdot k \quad (\text{Gl. 6-2})$$

Mit der Momenten- und Schubkraftbeziehung leitete Möhler unter Einbeziehung der Querschnittsparameter die erste Differentialgleichung für einen Biegebalken auf zwei Stützen unter einer sinusförmigen Streckenlast her und schuf mit dieser Theorie die Grundlagen für die Verformungs- und Spannungsermittlung elastisch verbundener Querschnitte.

6.2.2 Differentialgleichung 5. Ordnung für spezifische Lastfälle

Auf Basis der Differentialgleichungen und den Ansätzen von Möhler zur Bestimmung der Verformungsgrößen eines ebenen Balkens auf zwei Stützen unter einer sinusförmigen Belastung wurden auch für andere Belastungen, wie z.B. eine konstante Streckenlast, Einzellast in Feldmitte sowie eine Vier-Punkt-Biegebelastung, geschlossene Lösungen der Differentialgleichungen hergeleitet. Zhou (Zhou, Kurz und Schnell 2013) lieferte in seinem Beitrag zu Berechnung von Verbundträgern mit elastischem Verbund geschlossene Lösungen in Abhängigkeit der Belastung zur Bestimmung der Normalkraftübertragung der Verbundfuge sowie der Durchbiegung. Für den Belastungsfall eines Vier-Punkt-Biegeversuchs gemäß Abbildung 6-3 gibt Zhou in Abhängigkeit der Trägerkoordinate x folgende Lösungen an:

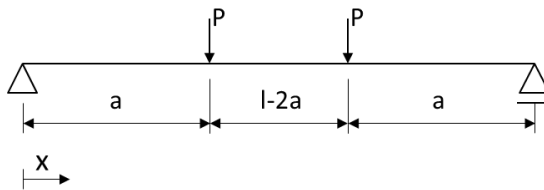


Abbildung 6-3: Statisches System eines Vier-Punkt-Biegeversuchs

$$0 \leq x \leq a); M_1 = P \cdot x$$

$$N_1 = yM_1 - \frac{Py (\sinh(\omega a) + \sinh(\omega(l-a))) \sinh(\omega x)}{\omega \sinh(\omega l)} \quad (\text{Gl. 6-3})$$

$$w_1 = -\frac{1}{6} \frac{P(x^3 - 3a(l-a)x)}{EI(1+\beta)} + \frac{y d P x}{\omega^2 EI} - \frac{Py d (\sinh(\omega(l-a)) + \sinh(\omega a)) \sinh(\omega x)}{\omega^3 \sinh(\omega l) EI} \quad (\text{Gl. 6-4})$$

$$(a \leq x \leq l-a), M_2 = P \cdot a$$

$$N_2 = yM_2 - \frac{Py \sinh(\omega a) (\sinh(\omega x) + \sinh(\omega(l-x)))}{\omega \sinh(\omega l)} \quad (\text{Gl. 6-5})$$

$$w_2 = -\frac{1}{6} \frac{P(3x^2 + a^2 - 3lx)}{EI(1+\beta)} + \frac{y d P a}{\omega^2 EI} - \frac{Py d \sinh(\omega a) (\sinh(\omega x) + \sinh(\omega(l-x)))}{\omega^3 \sinh(\omega l) EI} \quad (\text{Gl. 6-6})$$

$(l-a \leq x \leq l); M_3 = P \cdot (l-x)$

$$N_3 = yM_3 + \frac{1}{2} \frac{1}{\omega \sinh(\omega l)} \left(P y \left(\frac{\cosh(\omega(a-x)) - 2 \sinh(\omega a) \sinh(\omega(l-x))}{-\cosh(\omega(-2l+a+x))} \right) \right) \quad (Gl. 6-7)$$

$$w_3 = -\frac{1}{6} \frac{1}{EI(1+\beta)} \left(P(-x^3 + 3lx^2 - (-3al + 3a^2 + 3l^2)x + 3a^2l - 3al^2 + l^3) \right) + \frac{y d P(l-x)}{\omega^2 EI} - \frac{1}{2} \frac{1}{\omega^3 \sinh(\omega) EI} \left(P y d \left(\frac{-\cosh(\omega(l-a-x)) - \cosh(\omega(a-x))}{\cosh(\omega(l+a-x)) + \cosh(\omega(2l-a-x))} \right) \right) \quad (Gl. 6-8)$$

Die folgende Tabelle 6-1 beinhaltet die Erläuterung zu den jeweiligen Parametern

Tabelle 6-1: Parameter der Teilquerschnitte

	$EI = E_c I_c + E_a I_a$ $EA = \frac{E_c A_c \cdot E_a A_a}{E_c A_c + E_a A_a}$ $\beta = \frac{EA \cdot d^2}{EI}$ $y = \frac{\beta}{(1+\beta)d}$	<p>E_c = E-Modul des Betonquerschnitts E_a = E-Modul des Stahlquerschnitts I_c = Widerstandsmoment Beton I_a = Widerstandsmoment Stahl d = Abstand der Schwerlinien</p>
	$k = \frac{G_k \cdot b}{d_k}$ $\omega = \sqrt{\frac{k}{EA} (1+\beta)}$	<p>k = Federsteifigkeit der Fuge G_k = Schubmodul des Klebstoffes b = Klebstoffbreite d_k = Klebschichtdicke</p>

6.3 Last-Verformungsverhalten geklebter Verbundträger

6.3.1 Auswirkungen der Fugensteifigkeit

In diesem Unterkapitel werden die Ergebnisse der berechneten Durchbiegung in Feldmitte sowie die Schubbeanspruchung im Auflagerbereich mit den experimentellen Versuchsergebnissen der geprüften Verbundträger verglichen. Zur Berechnung der statischen Größen wurden die Materialeigenschaften der Fügeiteile, die an genormten Probekörpern ermittelt wurden, herangezogen (siehe Kapitel 4.3.5.1). Für die Schubfedersteifigkeiten k der Verbundfugen wurden die Ergebnisse der jeweiligen Kleinproben herangezogen. Dabei wurden neben den Scherproben und mit der Annahme eines isotropen Materialverhaltens der Klebstoffe die Steifigkeiten der freibewitterten Bulkproben herangezogen. Mit den ausgewerteten Messergebnissen der Bulkproben zur Bestimmung der E-Module und der Querdehnzahlen wurden die Schubmodule nach den allgemein bekannten Regeln der technischen Mechanik ermittelt:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (\text{Gl. 6-9})$$

Mit der hohen Anzahl von Klebfugensteifigkeiten sollte iterativ überprüft werden, ob das Scherverhalten freibewitterter Kleinproben mit den großmaßstäblichen Verbundträgern rechnerisch korrespondieren und inwieweit das Trag- und Verformungsverhalten von den jeweiligen Fugensteifigkeiten beeinflusst wird.

Um das Trag- und Verformungsverhalten eines großmaßstäblichen Verbundträgers mit den Klebfugeneigenschaften der getesteten und ausgewerteten freibewitterten Kleinproben zu überprüfen und Unterschiede herauszufinden, wurden die Schubspannungs-Gleitungs-Beziehungen der Kleinprobenergebnisse herangezogen. Dabei wurde in Anlehnung an die E-Modul-Bestimmung von Bulkproben der Schubmodul jeder Probenart im Bereich linear-elastischen Materialverhaltens unter geringer Belastung gemäß Abbildung 6-4 ermittelt.

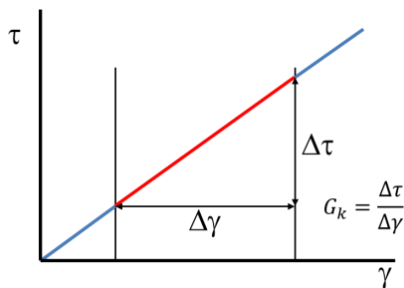


Abbildung 6-4: Schematische Bestimmung des Schubmoduls aus den Kleinprobenergebnissen

Nach dem Variieren der Schubmodule und Gegenüberstellung der errechneten Verformungsgrößen wurde die Erkenntnis gewonnen, dass sich die Ergebnisse nicht voneinander unterscheiden.

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse der Berechnungen mit variierenden Schubmodulen zeigte und bewies, dass, unabhängig von den angesetzten Fugeneigenschaften, die Durchbiegungen der Verbundträger und die Anteile der Normalkraftübertragung theoretisch für alle Klebfugensteifigkeiten identisch sind. Dies führte zu der Annahme, dass die Klebfugeneigenschaften mit der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Steifigkeiten keinen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten eines geklebten Stahlverbundträgers haben könnten.

Gegründet auf dieser Überlegung wurde rechnerisch untersucht, ab welcher kritischen Fugensteifigkeit $G_{k,crit}$ das Trag- und Verformungsverhalten eines Verbundträgers mit den vorliegenden geometrischen Abmessungen beeinflusst wird. Hierfür wurden in den folgenden Diagrammen in Abbildung 6-5 die Fugensteifigkeiten über den resultierende Verbundnormalkräften N der Verbundfuge an der Stelle $x = 1,2$ m (DMS-Anordnung) für eine exemplarische äußere Belastung von 50 kN dargestellt.

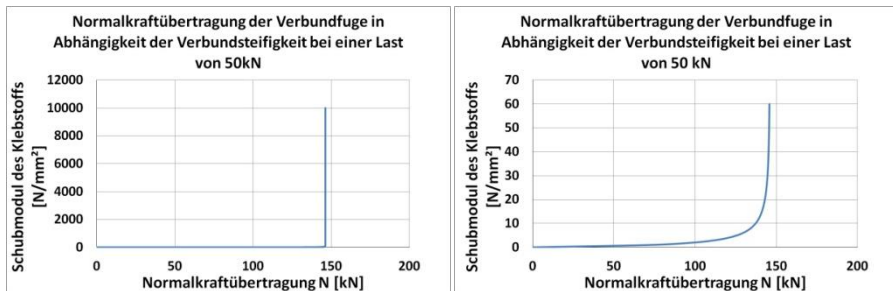


Abbildung 6-5: Normalkraftübertragung der Verbundfuge in Abhängigkeit der Fugensteifigkeit

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Den Diagrammen kann entnommen werden, dass eine Steigerung der Verbundwirkung und eine damit einhergehende Normalkraftübertragung mit einer Erhöhung der Fugensteifigkeit nicht möglich ist. Aufgrund der geometrischen Abmessungen und Eigentragwirkungen des Beton- und Stahlquerschnittes tritt nach dem Überschreiten eines expliziten Wertes der Fugensteifigkeit eine Stagnation der Verbundwirkung (Normalkraftübertragung) auf. Dieser Effekt der stagnierenden Normalkraftübertragung konnte im gesamten Schubbereich ($0 \leq x \leq 2,4$ m) festgestellt werden.

Im Bereich niedriger Steifigkeiten/Schubmodule, wie in Abbildung 6-5 (rechts) zur Veranschaulichung dargestellt ist, nimmt der Normalkraftanteil bis zum Erreichen des Maximums überproportional zum Schubmodul des Klebstoffes zu. Dieser Anfangsbereich wird als kritischer Steifigkeitsbereich klassifiziert, da die innerhalb dieses Bereichs liegenden Steifigkeiten eines Verbundmittels das Trag- und Verformungsverhalten der in dieser Arbeit untersuchten Verbundträger negativ hinsichtlich der Verbundwirkung und Tragverhaltens beeinflussen.

Um zu konkretisieren, dass der kritische Steifigkeitsbereich unabhängig von der Höhe der äußeren Belastung ist, wurden Berechnungen mit verschiedenen Lastniveaus durchgeführt. Für einen einheitlichen Vergleich wurden die jeweiligen erreichten

Verbundnormalkräfte N im Verhältnis zu ihren Maximalwert N_{\max} über die Fugensteifigkeit in Abbildung 6-6 (links) dargestellt.

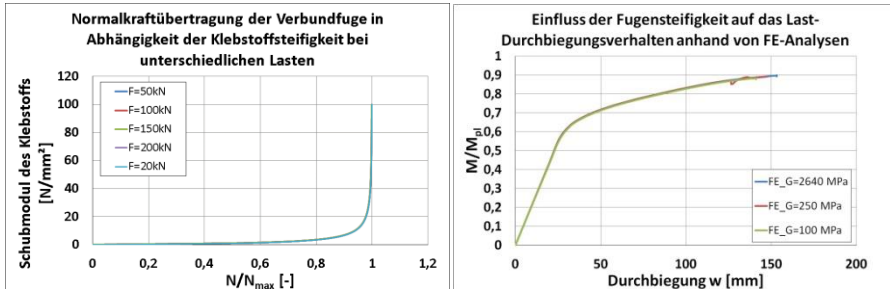


Abbildung 6-6: (links) Normalkraftübertragung der Verbundfuge in Abhängigkeit der Fugensteifigkeit, (rechts) Einfluss der Fugensteifigkeit auf das Last-Verformungsverhalten der vorhandenen FE-Modelle

Aufgrund der Tatsache, dass die Verläufe der Graphen in Abbildung 6-6 (links) exakt übereinanderliegen, kann der kritische Bereich des Schubmoduls $G_{k,crit}$ als konstanter Querschnittswert des Verbundträgers gewertet werden, der nicht von einer äußeren einwirkenden Belastung abhängt. Dieser Bereich wird lediglich von den Steifigkeitsverhältnissen und Querschnittsabmessungen der Verbundpartner definiert und beschreibt das Maß der Eigentragwirkung der jeweiligen Verbundquerschnitte.

Parallel zu den analytischen Berechnungen wurden FE-Simulationen durchgeführt, um die Annahme, dass eine Änderung der Fugensteifigkeit oberhalb des kritischen Steifigkeitsbereichs $G_{k,crit}$ keine Auswirkungen auf das Last-Durchbiegungsverhalten nimmt, zu belegen. In Abbildung 6-6 (rechts) sind drei ABAQUS-Berechnungen von Verbundträgern gegenübergestellt, die sich lediglich hinsichtlich der Fugensteifigkeit durch die Schubmodule der Klebstoffe voneinander unterschieden. Exemplarisch wurden die Verbundträger mit den Klebstoffschubmodulen 2640 MPa, 250 MPa und 100 MPa gerechnet. Die Ergebnisse des Last-Durchbiegungsverhaltens in Feldmitte aller berechneten Verbundträgermodelle waren, wie Abbildung 6-6 (rechts) zu entnehmen ist, identisch.

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Die analytische Berechnung als auch die finiten Elementen Berechnung konnte die Theorie einer Stagnation des Normalkraftanteils der Verbundwirkung (N -a) infolge eines Überschreitens eines „kritischen“ und bestimmten Steifigkeitsbereichs der Verbundfuge nachgewiesen werden.

Diese Theorie kann ebenfalls auf konventionelle Verbundträger mit mechanischen Verbindungsmitteln unter der Annahme einer verschmierten Federwirkung der Verbundmittel über die gesamte Trägerlänge übertragen werden.

6.3.2 Bestimmung des elastischen Last-Durchbiegungs-Verhaltens und der Schubbeanspruchung der Verbundfuge

6.3.2.1 Durchbiegungsberechnung der Verbundträger

Mit den Gleichung nach Zhou des vorangegangenen Unterkapitels 6.2.2. wurden die Ergebnisse des analytisch bestimmten Last-Durchbiegungs-Verhaltens in Feldmitte mit den experimentellen Versuchsergebnissen verglichen (Zhou, Kurz und Schnell 2013). Die Gegenüberstellung der Berechnung mit linear-elastischen Ansätzen und den Versuchsergebnissen sind in der folgenden Abbildung 6-7 in Abhängigkeit des verwendeten Klebstoffes dargestellt.

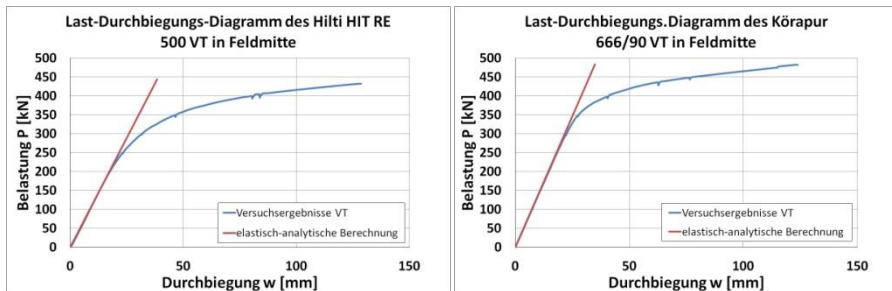


Abbildung 6-7: Vergleich der linear errechneten Durchbiegungen mit Versuchsdaten

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Die Rechenergebnisse des Verbundträgers mit Hilti HIT RE 500 sowie Körapur 666/90 stimmen mit den experimentellen Versuchsergebnissen des Last-Verformungsverhaltens im linear-elastischen Bereich der Materialeigenschaften überein. Die abflachenden Kurvenverläufe liegen dem nicht linearen Materialverhalten des Stahlquerschnittes und des Betons zugrunde. Diese nicht linearen Eigenschaften der Verbundwerkstoffe werden von dem Berechnungsverfahren nicht berücksichtigt. Infolgedessen werden in den folgenden Unterkapiteln nur die Ergebnisse miteinander verglichen, die sich im linear-elastischen Bereich der Verbundpartner bei einer maximalen äußeren Belastung von $P = 200$ kN befinden.

6.3.2.2 Schubspannungsberechnung der Verbundträger

Analog zu der Schubspannungsermittlung eines geklebten Stahlverbundträgers aus Kapitel 4.3.5.3. (siehe Abbildung 6-8) wurde die errechnete gemittelte Schubspannung in der Klebfuge zwischen dem Auflager und der Trägerlängsstelle $x = 1,2 \text{ m}$ (DMS-Anordnung) ermittelt.

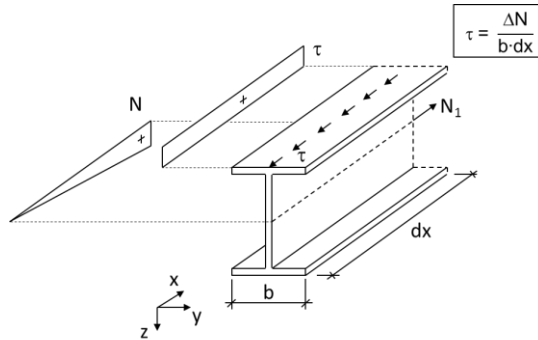


Abbildung 6-8: Schubspannungsverlauf im Auflagerbereich eines Verbundträgers

Zur Veranschaulichung und Gegenüberstellung der Schubspannungen aus den Berechnungen nach Zhou und den Versuchsdaten sind in folgender Abbildung 6-9 die Schubspannungen über die äußere, einwirkende Kraft P dargestellt.

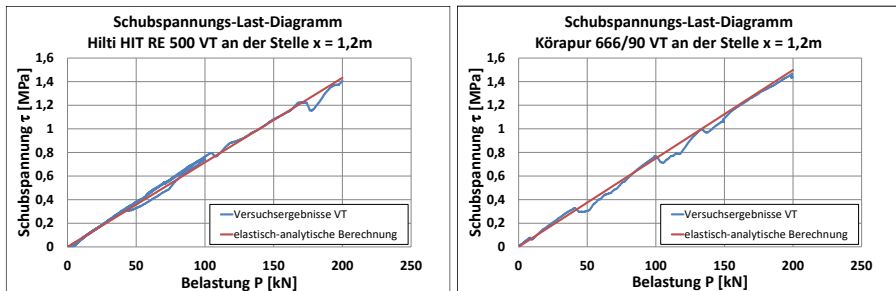


Abbildung 6-9: Vergleich der errechneten Schubspannungen mit Versuchsdaten

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Die analytisch bestimmten Schubspannungen sind im linear-elastischen Bereich der Verbundpartner hinreichend genau und spiegeln den realen Schubspannungsverlauf, der während der Versuchsdurchführung gemessen wurde, wider.

6.3.2.3 Bestimmung der Relativverschiebung

Eine wesentliche statische Größe, die von der Steifigkeit der Verbundfuge beeinflusst wird, ist die Relativverschiebung (Schlupf) zwischen dem Beton und dem Stahlquerschnitt. Zwar sind die Relativverschiebungen aufgrund der geringen Klebschichtdicke im Verhältnis zu den Spannweiten und Querschnittsabmessungen gering, sie weichen jedoch in Abhängigkeit der Steifigkeit in Relation zueinander ab. Infolgedessen und zur Untersuchung einer Vergleichbarkeit der Schubspannungs-Gleitungs-Beziehung der Verbundträger mit den getesteten Kleinproben werden in diesem Unterkapitel die Relativverschiebungen der Verbundträger analytisch mit den Gleichungen nach Zhou hergeleitet (Zhou, Kurz und Schnell 2013).

Zhou lieferte für die Berechnung der Relativverschiebung keine geschlossene Lösung, sondern lediglich eine Ansatzfunktion, die wie folgt lautet:

$$s = \int \frac{Md}{EI} dx - \int \frac{N}{EA} (1+\beta) dx \quad (\text{Gl. 6-10})$$

Die Formel setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Dabei beschreibt der erste Ausdruck die Relativverschiebung zweier Teilquerschnitte, die nicht miteinander verbunden sind. Der zweite Ausdruck berücksichtigt die Verbundwirkung in Abhängigkeit der Federsteifigkeit des Verbundmittels. In diesem konkreten Fall: die Steifigkeit der Klebfuge.

Durch Integration der Gleichung und Einsetzen der Querschnittsparameter kann der Schlupf am Auflager wie folgt ermittelt werden:

$$s(x) = \frac{Px^2d}{2EI} - \frac{Px^2y}{2EA} (1+\beta) + \frac{Py(\sinh(\omega a) + \sinh(\omega(l-a))) \cosh(\omega x) \cdot (1+\beta)}{\omega^2 \sinh(\omega l) EA} + C_1 \quad (\text{Gl. 6-11})$$

Die Integrationskonstante C_1 wird mithilfe der Randbedingung, dass an der Lasteinleitungsstelle kein Schlupf entsteht ($s(x=a) = 0$), hergeleitet:

Durch Umstellung der Gleichung für $s = a$ ergibt sich für die unbekannte Integrationskonstante C_1 folgende Beziehung:

$$C_1 = \frac{Pa^2y}{2EA} (1+\beta) - \frac{Pa^2d}{2EI} - \frac{Py(\sinh(\omega a) + \sinh(\omega(l-a))) \cosh(\omega a) \cdot (1+\beta)}{\omega^2 \sinh(\omega l) EA} \quad (\text{Gl. 6-12})$$

6.3.2.4 Vergleich der berechneten Relativverschiebung in Abhängigkeit der Klebstoffeigenschaften der Kleinproben

Für eine konkrete Gegenüberstellung der Relativverschiebungen der Verbundträger mit Klebfugeneigenschaften der Kleinproben wurde die Gleichung aus Kapitel 6.3.2.3. hergezogen. Ziel hierbei war es zu erfahren, welcher Typ von Kleinproben bzw. welche Substratvariation die Klebfugeneigenschaften von großmaßstäblichen Verbundträgern am besten widerspiegelt.

Für die Fugensteifigkeit wurden die gemittelten Schubmodule der Kleinproben eingesetzt. In Abhängigkeit der äußeren Belastung (bis 200 kN) wurden die berechneten Relativverschiebungen mit unterschiedlichen Fugensteifigkeiten den Versuchsergebnissen der Verbundträger im Auflagerbereich gegenübergestellt.

Die in die Formel zur Ermittlung der Relativverschiebung aus Kapitel 6.3.2.3. eingesetzten gemittelten Schubmodule der Klebstoffverbindungen können den Tabellen 6-2 und 6-3 entnommen werden.

Tabelle 6-2: Elastische Schubmodule der freibewitterten Kleinproben mit Hilti HIT RE 500

Hilti HIT RE 500 Freibewitterung				
Prüfprobe	[-]	Zugscherproben	Druckscherproben	Schubproben
Schubmodul	[N/mm ²]	1372	697,4	805

Tabelle 6-3: Elastische Schubmodule der freibewitterten Kleinproben mit Körapur 666/90

Körapur 666/90 Freibewitterung				
Prüfprobe	[-]	Zugscherproben	Druckscherproben	Schubproben
Schubmodul	[N/mm ²]	201,5	60,3	150,3

In der folgenden Abbildung 6-10 sind die Ergebnisse der Relativverschiebungsberechnung den gemessenen Werten an den Verbundträgern über die äußere Belastung P dargestellt.

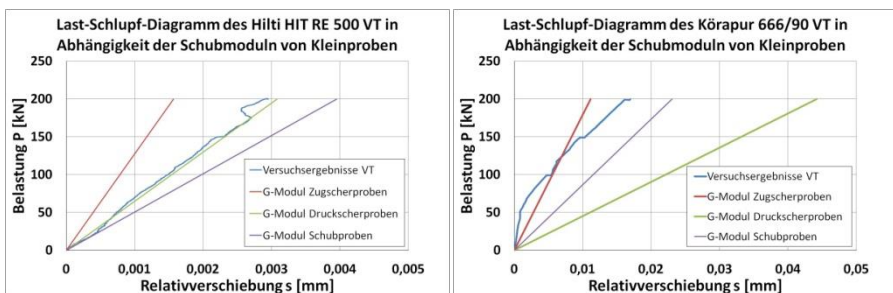


Abbildung 6-10: (links) Last-Schlupf-Diagramm in Abhängigkeit der Schubmodule von Kleinproben mit Hilti HIT RE 500, (rechts) Last-Schlupf-Diagramm in Abhängigkeit der Schubmodule von Kleinproben mit Körapur 666/90

Hilti HIT RE 500

Wie dem linken Diagramm der Abbildung 6-10 zu entnehmen ist, bilden die resultierenden Steifigkeiten von Druckscherproben das Materialverhalten im linear-elastischen Bereich der Klebfuge des im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Verbundträgers am besten ab.

Körapur 666/90

Unter Vernachlässigung der Anfangssteifigkeit im Trägerversuch ist eine Affinität zum Kurvenverlauf der Schubproben erkennbar. Die errechneten Relativverschiebungen der Druckscherproben wichen am stärksten von den Versuchsergebnissen ab. Eine mögliche Ursache hierfür könnte eine beidseitige Beeinflussung des alkalischen Betons sein. Im Gegensatz dazu wiesen die Zugscherproben eine erhöhte Steifigkeit auf und geben nicht das Trag- und Materialverhalten der Klebfuge des getesteten Verbundträgers wieder.

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Wie im diesem Unterkapitel verdeutlicht wurde, ist die Berechnung der Verformungen und Tragwirkungen eines geklebten Stahlverbundträgers in Abhängigkeit der Materialkenngrößen im linear-elastischen Bereich mithilfe einer geschlossenen Differentialgleichung möglich. Die für die analytische Berechnung der Durchbiegung, Normalkraftübertragung und Relativverschiebung verwendeten Klebfugensteifigkeiten der Verbundträger sind in der folgenden Tabelle 6-4 zusammengefasst. Die Steifigkeiten wurden anhand der Gegenüberstellungen, die in Abbildung 6-10 präsentiert wurden, abgeleitet.

Tabelle 6-4: Resultierende Schubmodule der Verbundträger

Schubmodule der Klebstoffe der geprüften Verbundträger nach der Freibewitterung	
Hilti HIT RE 500 VT	697 N/mm ²
Körapur 666/90 VT	150 N/mm ²

6.3.3 Einfluss von Klebfugeneigenschaften von zeitraffend gealterten Kleinproben auf das Trag- und Verformungsverhalten von geklebten Verbundträgern

6.3.3.1 Fugeneigenschaften

Auf Grundlage der erlangten Kenntnisse zum Berechnen der Verformungszustände geklebter Verbundträger wurden folgend die Materialeigenschaften der zeitraffend gealterten Kleinproben in die Bestimmungsgleichungen eingesetzt und mit denen nach der Freibewitterung verglichen. Die gemittelten Schubmodule der zeitraffenden Kleinproben in Abhängigkeit der Geometrie und des Klebstoffes sind in den folgenden Tabellen 6-5 und 6-6 aufgelistet.

Tabelle 6-5: Lineare Schubmodule aller geprüften Kleinproben mit Hilti HIT RE 500

Hilti HIT RE 500 Schubmodule der zeitraffenden Alterung		
Probengeometrie	Lagerungsbedingung	mittlerer Schubmodul [N/mm ²]
Zugscherproben	Wasserimmersion 60°C	601,4
	rel. Feuchte 80%, 60°C	1395
Druckscherproben	Wasserimmersion 60°C	544
	rel. Feuchte 80%, 60°C	805
Schubproben	Wasserimmersion 60°C	706
	rel. Feuchte 80%, 60°C	1075

Tabelle 6-6: Lineare Schubmodule aller geprüften Kleinproben mit Körapur 666/90

Körapur 666/90 Schubmodule der zeitraffenden Alterung		
Probengeometrie	Lagerungsbedingung	mittlerer Schubmodul [N/mm ²]
Zugscherproben	Wasserimmersion 60°C	112
	rel. Feuchte 80%, 60°C	520
Druckscherproben	Wasserimmersion 60°C	51
	rel. Feuchte 80%, 60°C	276
Schubproben	Wasserimmersion 60°C	225
	rel. Feuchte 80%, 60°C	1061

Durch fehlende Angaben, inwieweit Wasser infolge lokaler klimatischer Bedingungen in eine Klebfuge während einer Freibewitterung von mehr als 50 Jahren eindringt, wurden zur Prognose des Tragverhaltens eines 50 Jahre gealterten geklebten Verbundträgers folgende Vereinfachungen angenommen:

1. Die Klebfugensteifigkeit wird über die gesamte Breite als konstant angenommen.
2. Linear-elastisches Materialverhalten des Klebstoffes

Zu Punkt 2 ist anzumerken, dass bei einem Vergleich der maximalen Schubspannungen der Druckscherproben und der Verbundträger eine Unsicherheit vorliegt, da im Verbundträger im linear-elastischem Bereich Spannungen oberhalb der Maxima der Druckscherproben entstehen. Diese Unsicherheit wird auf der sicheren Seite liegend mit der Bedingung, dass die geringe Steifigkeit für die gesamte Klebfugenbreite angenommen wird (Punkt 1), vernachlässigt.

Aufgrund der Tatsache, dass die Schubspannungen der zeitraffenden Alterung oberhalb des kritischen Steifigkeitsbereichs $G_{k,crit}$ (≈ 40 MPa) liegen, kann im Vorfeld die Aussage getroffen werden, dass eine wassergesättigte Klebfuge mit entsprechenden Materialeigenschaften keinen Einfluss auf das Trag- und Durchbiegungsverhalten hat bzw. haben sollte. Zur Bestätigung dieser Annahme werden in den folgenden Abbildungen 6-11 und 6-12 sowie den Tabellen 6-7 und 6-8 die Änderungen des Trag- und Verformungsverhaltens von Verbundträgern mit Klebfugeneigenschaften gesättigter Druckscherproben den Ergebnissen der freibewitterten Verbundträger unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens der Teilquerschnitte gegenübergestellt.

6.3.3.2 Hilti HIT RE 500

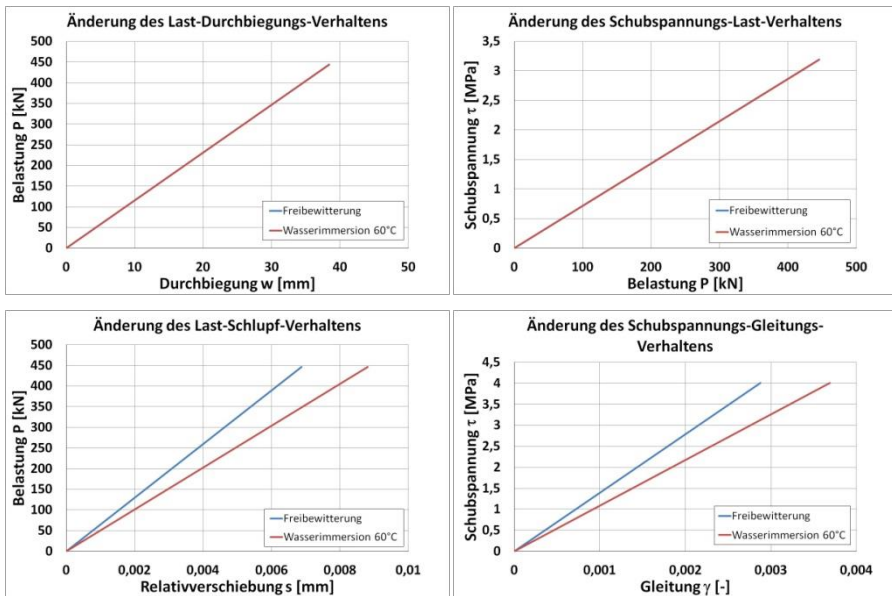


Abbildung 6-11: Vergleich der Einflüsse aus der Freibewitterung und zeitraffenden Alterung auf das Tragverhalten eines Verbundträgers mit Hilti HIT RE 500

Tabelle 6-7: Unterschied einer freibewitterten und zeitraffend gealterten Klebfuge auf das Tragverhalten

Hilti HIT RE 500 Verbundträger analytisch für eine Belastung von $P = 200 \text{ kN}$			
Alterung	Durchbiegung	Schubspannung	Gleitung
	[mm]	[MPa]	[-]
Freibewitterung	17,29	1,433	0,00103
Wasserimmersion 60°C	17,30	1,433	0,00132
Zuwachs/Abnahme	≈0	≈0	+28%

6.3.3.3 Körper 666/90

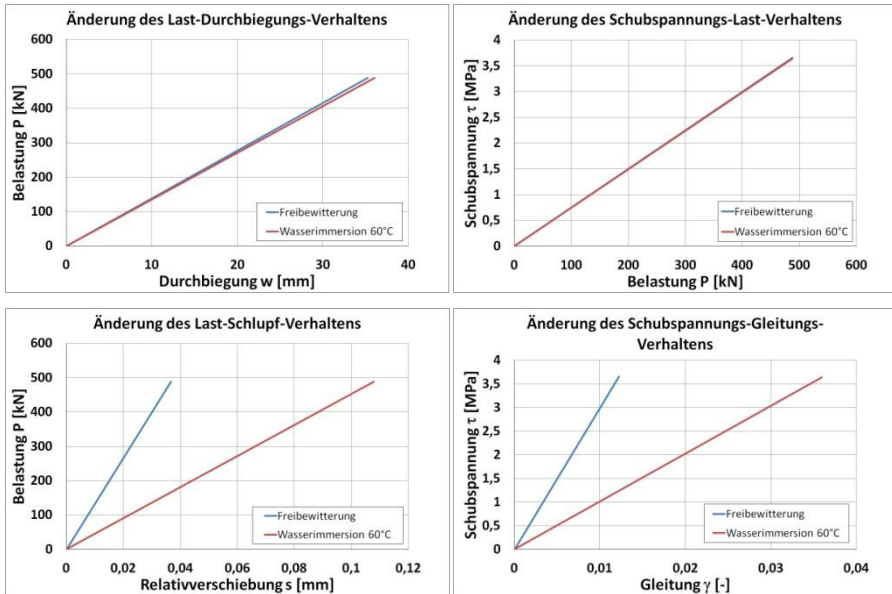


Abbildung 6-12: Vergleich der Einflüsse aus der Freibewitterung und zeitraffenden Alterung auf das Tragverhalten eines Verbundträgers mit Körper 666/90

Tabelle 6-8: Unterschied einer freibewitterten und zeitraffend gealterten Klebfuge auf das Tragverhalten

Körper 666/90 Verbundträger analytisch für eine Belastung von $P = 200 \text{ kN}$			
Alterung	Durchbiegung	Schubspannung	Gleitung
	[mm]	[MPa]	[-]
Freibewitterung	14,46	1,498	0,00499
Wasserimmersion 60°C	14,79	1,493	0,01473
Zuwachs/Abnahme	+2,3%	-0,3%	+295%

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Die Aussage einer infinitesimalen Änderung des Trag- und Durchbiegungsverhaltens konnte anhand der Gegenüberstellung bestätigt werden. Abweichende Steifigkeiten oberhalb der „kritischen“ Fugensteifigkeit $G_{k,crit}$ haben lediglich Auswirkungen auf die Relativverschiebung bzw. Gleitung.

6.4 Berücksichtigung des plastischen Materialverhaltens der Verbundpartner

6.4.1 Grundlagen des Segmentverfahrens

Die in Kapitel 6.2.2. aufgeführten Gleichungen nach Zhou zur Bestimmung der linear-elastischen Verformungen eines geklebten Stahlverbundträgers sind, wie den vorangegangenen Unterkapiteln entnommen werden kann, hinreichend genau. Diese Gleichungen sind jedoch für eine Berechnung und statische Ausnutzung eines Verbundträgers hinsichtlich des plastischen Materialverhaltens der Teilquerschnitte unzureichend und bedürfen einer weiteren mechanischen Beziehung. Zum Verständnis des Lastabtrages und zur Realisierung wirtschaftlich geklebter Tragkonstruktionen ist eine Berücksichtigung des plastischen Materialverhaltens des Stahlquerschnitts und des Betons unabdingbar.

Nachfolgend wird in den Unterkapiteln ein Verfahren präsentiert, das es ermöglicht, das plastische Last-Verformungsverhalten eines geklebten Stahlverbundträgers abzuschätzen und Bewertungen aufzustellen.

6.4.2 Besonderheiten der Plastizität

Die Plastizität oder das plastische Materialverhalten beschreibt die Fähigkeit von Stoffen, sich unter Beanspruchung nach dem Überschreiten einer Fließgrenze irreversibel zu verformen. Dabei tritt neben erhöhten Verformungen eine Änderung im Tragverhalten der Teilquerschnitte auf. Diese Änderung im Lastabtrag und Verformungsverhalten gilt es bei den plastischen Berechnungen zu berücksichtigen.

Plastisches Materialverhalten von Baustahl

Baustahl der Güte S 235 JR weist aufgrund seiner kristallinen Grundstruktur bis zum Erreichen seiner Streckgrenze ein ideal-elastisches Materialverhalten auf. Nach dem Überschreiten der Streckgrenze beginnt der Stahlquerschnitt zu fließen, woraufhin die Verformung ohne weitere Laststeigerung zunimmt. Der Elastizitätsmodul in diesem „Fließbereich“ kann vereinfacht mit Null angenommen werden, woraufhin das Materialverhalten des Stahls, gemäß Abbildung 6-13, vereinfacht als bilinear beschrieben werden kann.

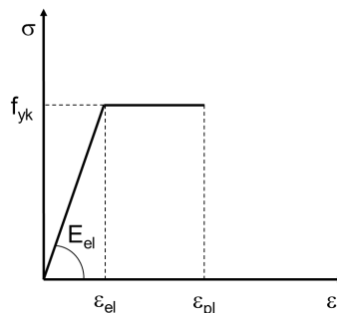


Abbildung 6-13: Bilineares Materialverhalten des Stahlquerschnitts

Plastisches Materialverhalten von Beton

Bei einem druckbeanspruchten Beton kann gemäß DIN EN 1992-1-1 ein linear-elastisches Materialverhalten bis zum Erreichen der 40 %igen maximalen Druckfestigkeit angenommen werden. Oberhalb der 40 %igen Druckfestigkeit kann der Kurvenverlauf einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung bis zur maximal aufnehmbaren Druckspannung als „parabolisch“ beschrieben werden (vgl. Abbildung 6-14).

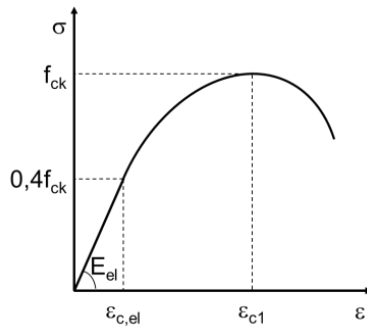


Abbildung 6-14: Spannungs-Dehnungs-Verlauf des Betons

Um die spezifischen Eigenschaften des Betons sowie eines veränderlichen E-moduls nach dem Überschreiten von $0,4f_{ck}$ zu berücksichtigen, wird der parabolische Kurvenverlauf bis zur maximalen Druckspannung f_{ck} unter der vereinfachten Annahme einer Polynomfunktion zweiten Grades beschrieben.

Hierbei lautet die Ausgangsfunktion der Betonfestigkeit f wie folgt:

$$f(x) = ax^2 + bx + c \quad (\text{Gl. 6-13})$$

Mit den folgenden aufgelisteten Randbedingungen wurde die Gleichung der Betonparabel gelöst.

- $f(\epsilon_{c,el}) = 0,4f_{ck}$
- $f'(\epsilon_{c,el}) = E_{el}$
- $f'(\epsilon_{c1}) = 0$

Mit der Ableitung der plastischen Betonparabel kann ein repräsentativer Elastizitätsmodul in Abhängigkeit des Spannungszustandes im Beton für die Abschätzung hinreichend genau errechnet werden.

6.4.3 Spannungszustände im Verbundträger

Wie schon zuvor in Kapitel 4.3.5.3. erläutert wurde, setzt sich der Lastabtrag eines Verbundträgers aus einem Momentenanteil und einer Normalkraftbeziehung der Teilquerschnitte zusammen, die in Abhängigkeit der Fugensteifigkeit folgende, in der Abbildung 6-15 dargestellten Spannungszustände, in den Teilquerschnitten erzeugen.

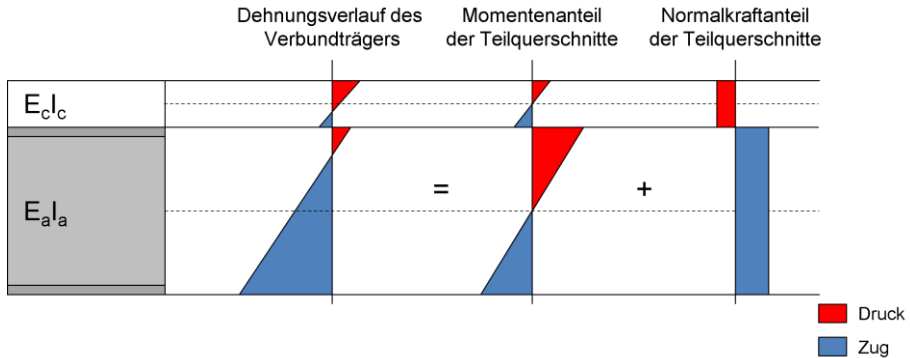


Abbildung 6-15: Dehnungsverlauf eines Verbundträgers

Die Spannungszustände entlang der Querschnittshöhe der Teilquerschnitte werden infolge einer äußeren Belastung für ein linear-elastisches Materialverhalten mit folgender Gleichung (Gl. 6-14) der Balkentheorie ermittelt:

$$\sigma = \frac{M}{W} \pm \frac{N}{A} \quad (\text{Gl. 6-14})$$

Mit: M = Momentenanteil des betrachteten Querschnittes

N = Normalkraftanteil infolge der Verbundwirkung

W = Widerstandsmoment des betrachteten Querschnittes

A = effektive Querschnittsfläche des betrachteten Querschnittes

Der Momentenanteil der Querschnitte resultiert dabei jeweils aus den bezogenen Biegesteifigkeiten EI des Beton- und Stahlquerschnittes und der Gesamtverkrümmung w'' des Verbundträgers.

$$M = w'' \cdot EI \quad (\text{Gl. 6-15})$$

Die lastabhängige Gesamtverkrümmung wird durch zweifaches Differenzieren der Durchbiegungsgleichung nach Zhou ((Gl. 6-4) und (Gl. 6-6)) ermittelt.

Somit ergibt sich für den Bereich von $x \leq a$ folgende Krümmungsbeziehung:

$$w_1'' = \frac{P \cdot x}{EI(1+\beta)} - \frac{P y_d \cdot \sinh(\omega \cdot x) \cdot (\sinh(\omega(l-a)) + \sinh(\omega \cdot a))}{\omega \cdot \sinh(\omega) EI} \quad (\text{Gl. 6-16})$$

Für $a \leq x \leq l-a$:

$$w_1'' = \frac{P \cdot a}{EI(1+\beta)} - \frac{P y_d \cdot \sinh(\omega \cdot a) \cdot (\omega^2 \cdot \sinh(\omega \cdot x) + \omega^2 \cdot \sinh(\omega(l-x)))}{\omega^3 \sinh(\omega) EI} \quad (\text{Gl. 6-17})$$

Mit den Momentenbeziehungen, Normalkraftanteilen und den geometrischen Querschnittsgrößen können die Spannungen über die jeweiligen am Tragverhalten beteiligten effektiven Teilquerschnittsflächen auf Grundlage der Balkentheorie errechnet werden:

1. Für den Stahlquerschnitt im Bereich $x \leq a$

$$\sigma_a = \frac{\left(\frac{P \cdot x}{EI(1+\beta)} + \frac{P y_d \cdot \sinh(\omega \cdot x) \cdot (\sinh(\omega(l-a)) + \sinh(\omega \cdot a))}{\omega \cdot \sinh(\omega) EI} \right) \cdot E_a l_a \cdot z_a}{I_{y,a}} + \frac{x \cdot P y - \frac{P y (\sinh(\omega a) + \sinh(\omega(l-a))) \sinh(\omega x)}{\omega \sinh(\omega)}}{A_a} \quad (\text{Gl. 6-18})$$

Für $a \leq x \leq l-a$

$$\sigma_a = \frac{\left(\frac{P \cdot a}{EI(1+\beta)} + \frac{P y_d \cdot \sinh(\omega \cdot a) \cdot (\omega^2 \cdot \sinh(\omega \cdot x) + \omega^2 \cdot \sinh(\omega(l-x)))}{\omega^3 \sinh(\omega) EI} \right) \cdot E_a l_a \cdot z_a}{I_{y,a}} + \frac{x \cdot P y - \frac{P y (\sinh(\omega a) + \sinh(\omega(l-a))) \sinh(\omega x)}{\omega \sinh(\omega)}}{A_a} \quad (\text{Gl. 6-19})$$

2. Für den Betonquerschnitt im Bereich $x \leq a$

$$\sigma_c = \frac{\left(\frac{P \cdot x}{EI(1+\beta)} + \frac{P y_d \cdot \sinh(\omega \cdot x) \cdot (\sinh(\omega(l-a)) + \sinh(\omega \cdot a))}{\omega \cdot \sinh(\omega) EI} \right) \cdot E_c I_c \cdot z_c}{I_{y,c}} - \frac{x \cdot P y_c - \frac{P y_c \left(\sinh(\omega a) + \sinh(\omega(l-a)) \right) \sinh(\omega x)}{\omega \sinh(\omega)}}{A_c} \quad (Gl. 6-20)$$

Für $a \leq x \leq l-a$

$$\sigma_c = \frac{\left(\frac{P \cdot a}{EI(1+\beta)} + \frac{P y_d \cdot \sinh(\omega \cdot a) \cdot (\omega^2 \cdot \sinh(\omega \cdot x) + \omega^2 \cdot \sinh(\omega(l-x)))}{\omega^3 \sinh(\omega) EI} \right) \cdot E_c I_c \cdot z_c}{I_{y,c}} - \frac{x \cdot P y_c - \frac{P y_c \left(\sinh(\omega a) + \sinh(\omega(l-a)) \right) \sinh(\omega x)}{\omega \sinh(\omega)}}{A_c} \quad (Gl. 6-21)$$

6.4.4 Segmentverfahren

6.4.4.1 Lamellenverfahren der Teilquerschnitte

Auf Grundlage der Gleichungen und Ansätze des Unterkapitels 6.2.2. können in Abhängigkeit der Laufvariablen z (siehe Abbildung 6-16 links) und der äußeren Belastung die kritischen Spannungen der Fließgrenzen im Stahl- und Betonquerschnitt an der äußeren Randfaser errechnet werden, die den Grenzbereich zwischen dem elastischen und plastischen Berechnungsverfahren definieren.

Das plastische Berechnungsverfahren basiert auf einem iterativen Annäherungsverfahren, das ab dem Überschreiten des elastischen Materialverhaltens der Teilquerschnitte die resultierenden Verformungen, Normalkräfte und Spannungsgrößen im Querschnitt infolge einer additiven Last ΔP mit reduzierten Querschnittswerten der Verbundpartner durch Aufsummieren der jeweiligen Iterationsschritte wiedergibt.

Der erste Schritt zur Bestimmung der reduzierten Querschnitte für das iterative Verfahren ist die Aufteilung der effektiven Querschnittsflächen in Lamellen in z -Richtung gemäß Abbildung 6-16. Die Aufteilung ist beliebig wählbar und obliegt einzig der erwünschten Genauigkeit der Abschätzungsberechnung. Dies bedeutet, dass lediglich die Anzahl der Lamellen Einfluss auf die Genauigkeit der errechneten Verformungs- und Spannungszustände der Querschnitte hat. Bei einer zu geringen Lamellenanzahl können die Tragfähigkeiten überschätzt werden. Ein oberer Grenzwert ist nicht vorhanden bzw. es ist vorstellbar, den Querschnitt in unendlich viele Lamellen zu gliedern. Je feiner die Aufteilung der Einzelquerschnitte erfolgt, umso genauer wird das „reale“ Trag- und Verformungsverhalten eines Verbundträgers widergespiegelt. Hier ist jedoch anzumerken, dass sich mit einer feinen Lamellenaufteilung der Rechenaufwand deutlich erhöht. Für die Abschätzungsberechnung der getesteten Verbundträger wurden die Stahlprofile in sechs und der Betonquerschnitt in zehn Lamellen aufgeteilt. Exemplarisch ist die Aufteilung in Abbildung 6-16 dargestellt. Dabei wurden die Flansche aufgrund des großen Einflusses auf das Widerstandsmoment je einer Lamelle zugeordnet. Die Stege wurden in vier gleich große Lamellen unterteilt. Für die Betonplatten wurde eine Lamellenhöhe von 10 mm angenommen.

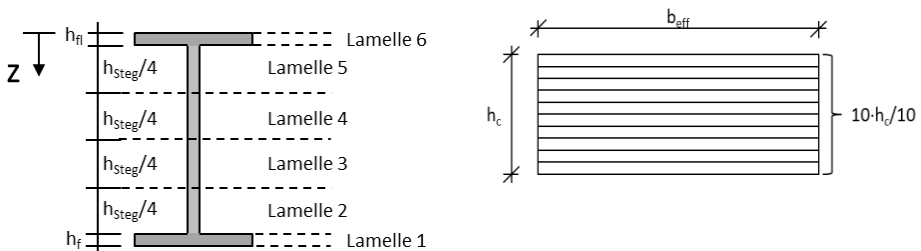


Abbildung 6-16: Querschnittsaufteilung in Lamellen

Folgend kann mit den Gleichungen aus Unterkapitel 6.4.3. ((Gl. 6-18) bis (Gl. 6-21)) die Spannungsverteilung in Abhängigkeit der effektiven Gesamtsteifigkeiten der Teilquerschnitte und der Fugensteifigkeit im Bereich der größten Momentenbeanspruchung infolge einer äußeren Last P ermittelt werden. Dabei wird die Last P so gewählt, dass die gesamte Lamelle 1 des Stahlquerschnittes oder des Betonquerschnittes Spannungen in Höhe der Fließgrenze aufweist. Diese Last wird als elastische Grenzlast $P_{el,lim}$ definiert, ab der das elastische in das plastische Berechnungsverfahren (bei infinitesimaler Laststeigerung) übergeht. Bei dem plastischen Berechnungsverfahren werden ab der Überschreitung der Last $P_{el,lim}$ die plastischen Materialeigenschaften der Teilquerschnitte berücksichtigt.

Iterationsschritte des Stahlquerschnitts

Der erste Iterationsschritt gilt als abgeschlossen, wenn bei einer äußeren Last P_1 (auch als elastische Grenzlast $P_{el,Lim}$ bezeichnet) die gesamte Stahlfläche der Lamelle 1 die Streckgrenze f_y erreicht. Die errechneten Verformungsgrößen, Normalkraftanteile der Querschnitte sowie der Spannungsverlauf werden aufgezeichnet und mit einem Index „1“ dokumentiert. Mit steigender Last oberhalb der Last P_1 wird der nächste Iterationsschritt eingeleitet, bei dem die zu berechnenden Parameter mit einem reduzierten Stahlquerschnitt ermittelt werden. Analog zum ersten Iterationsschritt wird beim zweiten eine Berechnung durchgeführt, bei dem der Stahlquerschnitt der fließenden Lamelle 1 aufgrund des spezifischen und modellhaften Materialverhaltens nicht berücksichtigt wird. Zu beachten ist, dass neben den effektiven Steifigkeiten des Stahlquerschnitts auch der innere Hebelarm infolge einer Schwerpunktverschiebung des Stahlquerschnitts (= Angriffspunkt der Normalkraft) abgemindert wird. Der Iterationsschritt gilt, analog zu Schritt 1, als abgeschlossen, sobald die Gesamtstahlquerschnittsfläche der Lamelle 2 die elastische Fließgrenze f_y erreicht. Die errechneten Verformungs- und Spannungsgrößen der Teilquerschnitte des zweiten Iterationsschritts werden mit dem Index 2 beschriftet. In der folgenden Abbildung 6-17 ist die erste effektive Stahlfläche des zweiten Iterationsschritts beispielhaft dargestellt.

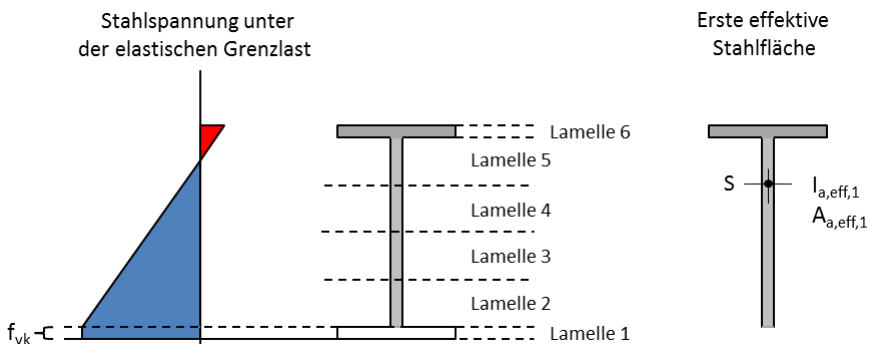


Abbildung 6-17: Schematische Darstellung der ersten reduzierten Querschnittsfläche

Die Iterationsprozesse werden Schritt für Schritt durchgeführt, bis die letzte Lamelle (hier Lamelle 6) die elastische Streckgrenze erreicht.

Zur Berechnung der iterativen Durchbiegungen Δw_i und der Normalkraftübertragungen der reduzierten Stahlprofile ΔN_i der jeweiligen Iterationsschritte werden die reduzierten Querschnittflächen in die Gleichungen der Tabelle 6-1 eingesetzt. Die Gleichungen der Iterationen zur Berechnung der Durchbiegung Δw_i und Normalkraft ΔN_i mit reduzierten Stahlflächen (in Abhängigkeit der Trägerkoordinate x) lauten wie folgt:

$0 \leq x \leq a$; $M_i = \Delta P_i \cdot x$

$$\Delta N_i = y M_i - \frac{\Delta P_i \cdot y_{i,\text{red}} \left(\sinh(\omega_{i,\text{red}} a) + \sinh(\omega_{i,\text{red}}(l-a)) \right) \sinh(\omega_{i,\text{red}} x)}{\omega_{i,\text{red}} \sinh(\omega_{i,\text{red}} l)} \quad (\text{Gl. 6-22})$$

$$\Delta w_i = -\frac{1}{6} \frac{\Delta P_i (x^3 - 3a(l-a)x)}{E_{i,\text{red}} (1 + \beta_{i,\text{red}})} + \frac{y_{i,\text{red}} d_{i,\text{red}} \Delta P_i x}{\omega_{i,\text{red}}^2 \cdot E_{i,\text{red}}} - \frac{\Delta P_i \cdot y_{i,\text{red}} d_{i,\text{red}} \left(\sinh(\omega_{i,\text{red}}(l-a)) + \sinh(\omega_{i,\text{red}} a) \right) \sinh(\omega_{i,\text{red}} x)}{\omega_{i,\text{red}}^3 \sinh(\omega_{i,\text{red}} l) E_{i,\text{red}}} \quad (\text{Gl. 6-23})$$

$a \leq x \leq l-a$, $M_i = \Delta P_i \cdot a$

$$\Delta N_i = y M_i - \frac{\Delta P_i \cdot y_{i,\text{red}} \sinh(\omega_{i,\text{red}} a) \left(\sinh(\omega_{i,\text{red}} x) + \sinh(\omega_{i,\text{red}}(l-x)) \right)}{\omega_{i,\text{red}} \sinh(\omega_{i,\text{red}} l)} \quad (\text{Gl. 6-24})$$

$$\Delta w_i = -\frac{1}{6} \frac{\Delta P_i \cdot y_{i,\text{red}} (3x^2 + a^2 - 3lx)}{E_{i,\text{red}} (1 + \beta_{i,\text{red}})} + \frac{y_{i,\text{red}} d_{i,\text{red}} P a}{\omega_{i,\text{red}}^2 \cdot E_{i,\text{red}}} - \frac{\Delta P_i \cdot y_{i,\text{red}} d_{i,\text{red}} \cdot \sinh(\omega_{i,\text{red}} a) \left(\sinh(\omega_{i,\text{red}} x) + \sinh(\omega_{i,\text{red}}(l-x)) \right)}{\omega_{i,\text{red}}^3 \sinh(\omega_{i,\text{red}} l) \cdot E_{i,\text{red}}} \quad (\text{Gl. 6-25})$$

Mit:

$E_{i,\text{red}} = E_c I_c + E_a I_{a,i,\text{red}}$ $E A_{i,\text{red}} = \frac{E_c A_c \cdot E_a A_{a,i,\text{red}}}{E_c A_c + E_a A_{a,i,\text{red}}}$ $\beta_{i,\text{red}} = \frac{E A_{i,\text{red}} \cdot d_{i,\text{red}}^2}{E_{i,\text{red}}}$ $y = \frac{\beta_{i,\text{red}}}{(1 + \beta_{i,\text{red}}) d_{i,\text{red}}}$	$k = \frac{G_k \cdot b}{d_k}$ $\omega_{i,\text{red}} = \sqrt{\frac{k}{E A_{i,\text{red}}}} (1 + \beta_{i,\text{red}})$
---	--

Abbildung 6-18: Parameter der reduzierten Teilquerschnitte

Der iterative Prozess ist für die ersten drei Iterationsschritte in der folgenden Abbildung 6-19 exemplarisch dargestellt.

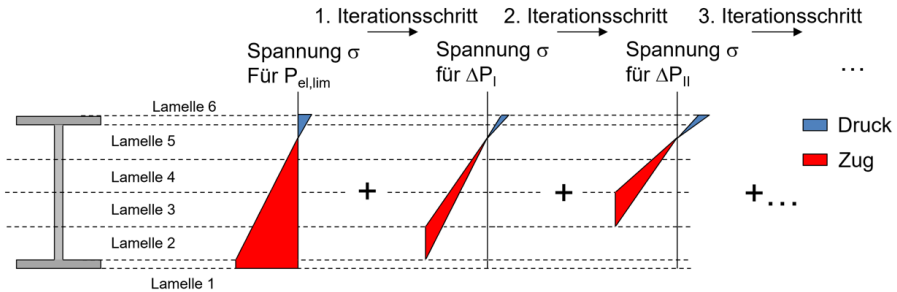


Abbildung 6-19: Iterationsprozess. Spannungszuwachs je Iterationsschritt

Schlussendlich werden, nachdem die Querschnittsfläche der letzten Lamelle die Streckgrenze f_y erreicht hat, die jeweiligen Zwischenergebnisse der einzelnen Iterationsschritte aufsummiert:

Für die Gesamtbelastung P_{ges} für n Lamellen und n Iterationsschritte resultiert:

$$P_{ges} = P_{el,lim} + \Delta P_I + \Delta P_{II} + \dots + \Delta P_n \quad (\text{Gl. 6-26})$$

Für die Gesamtdurchbiegung für n Lamellen und n Iterationsschritte:

$$W_{ges} = W_{el,lim} + \Delta W_I + \Delta W_{II} + \dots + \Delta W_n \quad (\text{Gl. 6-27})$$

Für die Normalkraftübertragung in Abhängigkeit der Trägerkoordinate x resultiert:

$$N_{ges} = N_{el,lim} + \Delta N_I + \Delta N_{II} + \dots + \Delta N_n \quad (\text{Gl. 6-28})$$

Iterationsschritte des Betons

Bei einem Fließen des Betonquerschnittes wird bei den entsprechenden Lamellenflächen der effektive E-Modul in Abhängigkeit der Druckspannung gemäß des Gleichungsansatzes (Gl. 6-13) des Unterkapitels 6.4.2. ermittelt. Zur Vereinfachung wird für den darauffolgenden Iterationsschritt der Mittelwert der E-Module aller Lamellen verwendet.

Somit ergibt sich in Abhängigkeit der äußeren Belastung der einzelnen Lamellen folgender E-Modul, der in der Verformungs- und Normalkraftgleichung der Abbildung 6-18 zu berücksichtigen ist:

$$E_{c,ges,red} = \frac{\sum E_{c,i}}{i} \quad i = \text{Lamellenanzahl} \quad (\text{Gl. 6-29})$$

6.4.4.2 Komplementieren des Lamellenverfahrens in das Segmentverfahren

Infolge der Belastung und der daraus resultierenden dreieckigen Momentenbeanspruchung des Verbundträgers erreichen die Teilquerschnitte in Bereichen hoher Biegemomente frühzeitig die elastische Grenzkraft. Dies hat zur Folge, dass neben der Aufteilung der Querschnitte in Lamellen die Trägerlänge in x-Richtung zusätzlich in Segmente gegliedert werden muss, um einen realitätsnahen Spannungs- und Verformungszustands des Verbundträgers zu ermitteln. Für jedes frei gewählte Segment des Trägers wird in Abhängigkeit der äußeren Belastung und der Trägerlaufkoordinate x das iterative Lamellenverfahren angewendet und die jeweiligen Verformungsgrößen, Kräfte und Spannungszustände werden je Segment und Iterationsschritt ermittelt.

Für die Nachrechnung der geklebten Verbundträger, die im Rahmen dieser Forschungsarbeit geprüft wurden, wurde eine Segmentlänge von 100 mm gewählt. Somit werden die Verformungen, die Normkraftübertragungen und die Spannungszustände in regelmäßigen Abständen von 100 mm bis zur Symmetrieachse ermittelt. Analog zu dem Lamellenverfahren ist eine Verkleinerung der Segmentlänge eine Option, die Genauigkeit der Abschätzung mit einhergehendem Rechenaufwand zu erhöhen. Zur Veranschaulichung ist in Abbildung 6-20 ein segmentierter Verbundträger vom Auflager bis zur Symmetrieachse in Trägerlaufrichtung x dargestellt.

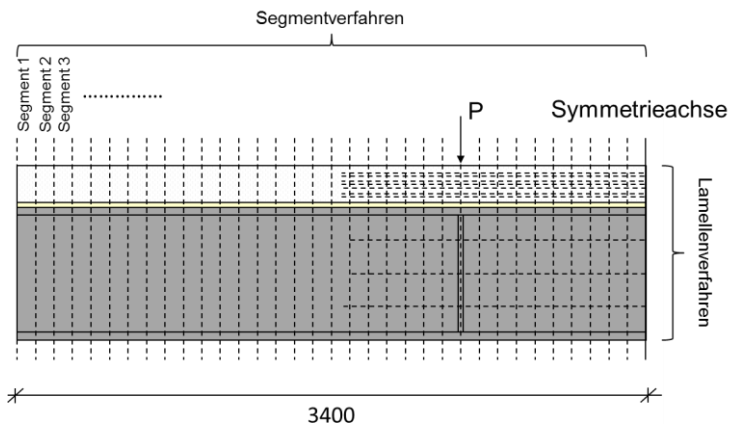


Abbildung 6-20: Kombination eines Segment- und Lamellenverfahrens

Mit dem Segmentverfahren werden die Iterationsschritte nicht nur über die Querschnittshöhe in z -Richtung gegliedert, sondern ebenfalls entlang der Trägerkoordinate x . Dies bedeutet, dass, wenn die erste Lamelle eines Segmentes die Fließgrenze erreicht, der Iterationsschritt als beendet betrachtet wird. Im Folgenden werden die Querschnittsparameter des betrachteten Segmentes gemäß dem Lamellenverfahren reduziert. In Abbildung 6-21 sind drei mögliche Iterationsschritte zuzüglich eines möglichen letzten Schrittes eines Verbundträgers zur Veranschaulichung dargestellt.

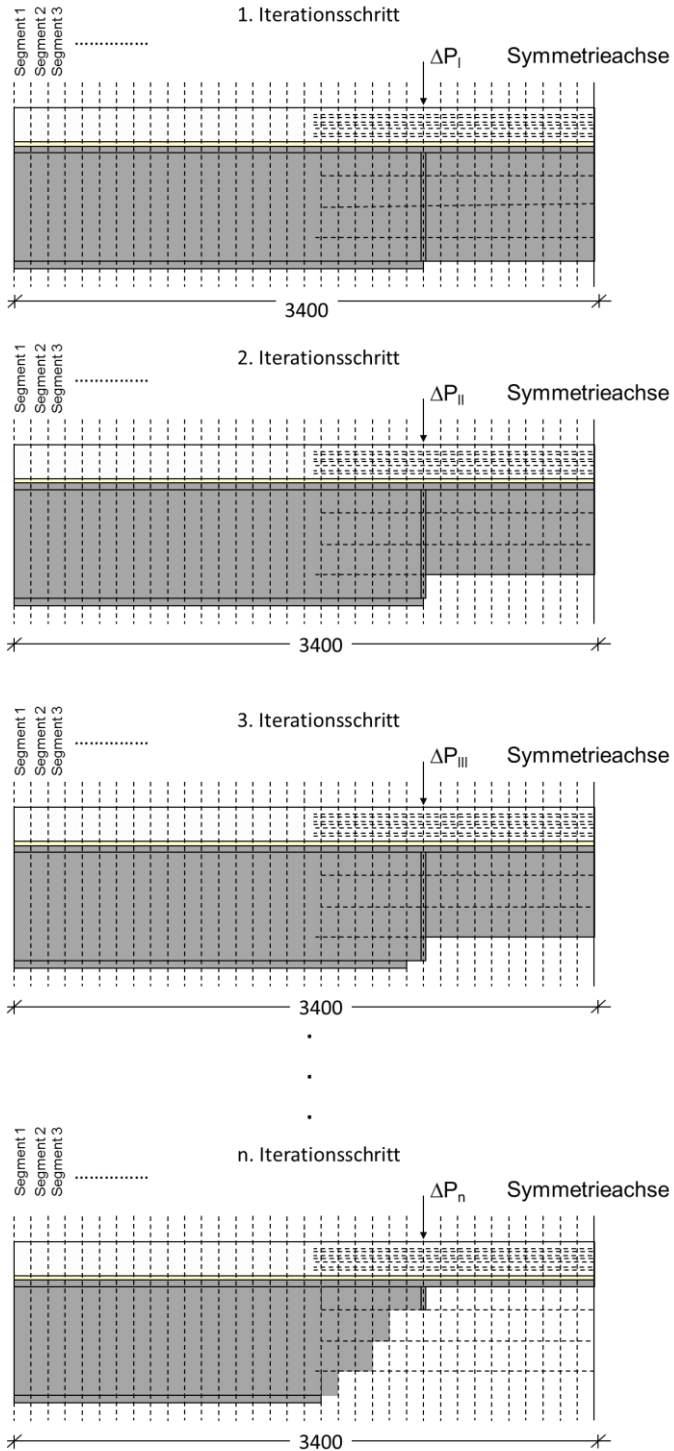


Abbildung 6-21: Beispielhafte Iterationsschritte des Segmentverfahrens

Die über die Trägerlänge abhängigen resultierenden Verformungen und Spannungen jedes einzelnen in Lamellen aufgeteilten Segmentes ergeben sich über das Aufsummieren der Zwischenergebnisse jedes Iterationsschrittes. So ergibt sich am Ende der Iteration entlang der Trägerkoordinate x je Segment eine endgültige Verformungsgröße sowie die Kraftaufteilungen. In der folgenden Abbildung 6-22 ist beispielhaft das errechnete Last-Durchbiegungsverhalten in Feldmitte dargestellt.

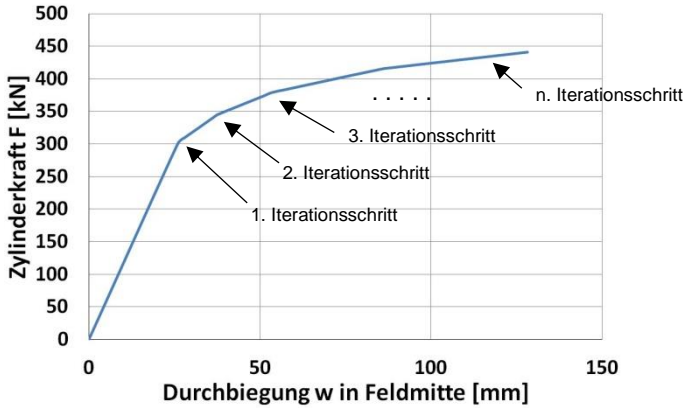


Abbildung 6-22: Errechnetes Last-Durchbiegungs-Diagramm mit dem Segmentverfahren

Das Verfahren wurde aufgrund der hohen Segmentenanzahl mit dem Programm Excel durchgeführt. Ein Auszug aus der Berechnungstabelle ist in der Abbildung 6-23 dargestellt.

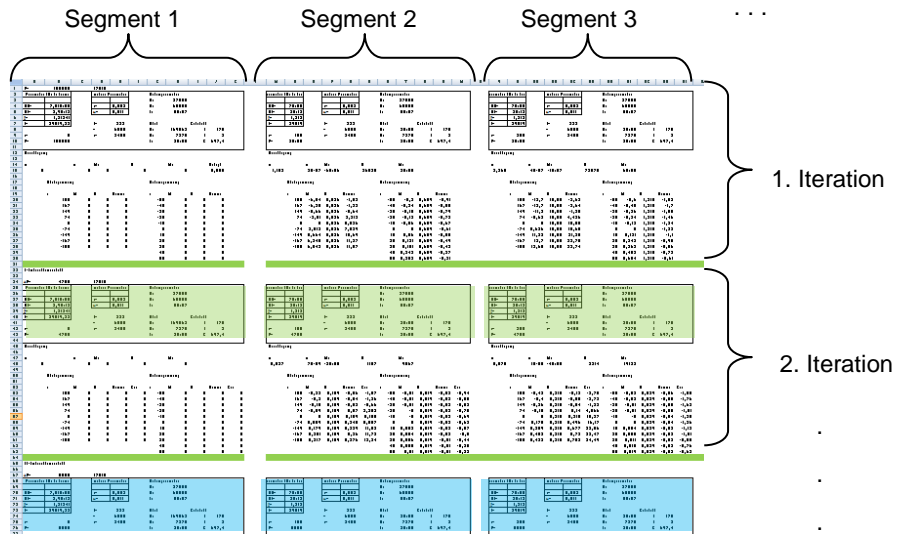


Abbildung 6-23: Beispielausschnitt einer Berechnung unter zur Hilfenahme eines Kalkulationsprogramms

6.4.4.3 Vergleich der Ergebnisse des Segmentverfahrens mit den experimentell ermittelten Versuchsdaten

Die Ergebnisse des Segmentierungsverfahrens wurden mithilfe des Tabellenkalkulationsprogramms Excel ermittelt. Die Zwischenergebnisse (Durchbiegung, Spannungsverlauf, Kraftanteile) der Iterationsschritte jedes implementierten Lamellenverfahrens wurden für jedes Segment aufsummiert.

In den folgenden Diagrammen der Abbildung 6-24 sind die Ergebnisse des Segmentverfahrens den Versuchsergebnissen der geprüften Verbundträger gegenübergestellt.

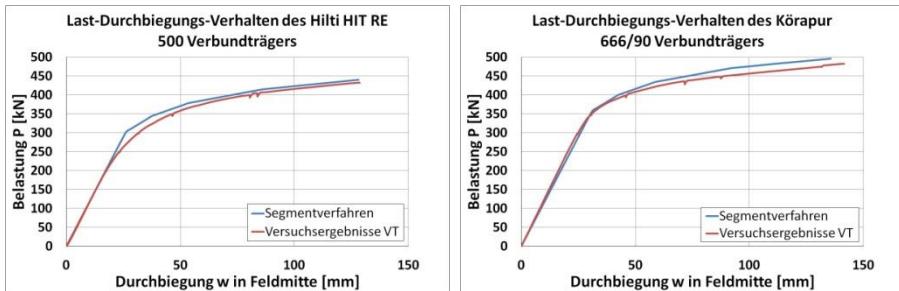


Abbildung 6-24: Vergleich des Segmentverfahrens mit Versuchsdaten

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Den beiden Diagrammen kann entnommen werden, dass eine Durchbiegungsberechnung in Kombination der Differentialgleichungen und des Segmentverfahrens eines gealterten Verbundträgers unter Berücksichtigung der spezifischen Materialeigenschaften und der Annahme eines linear-elastischen Klebstoffverhaltens für eine Abschätzung hinreichend genau ist.

6.4.4.4 Schubspannungsermittlung entlang der Trägerachse

Aufgrund des unterschiedlichen Grades des Plastizierens der Segmente, wie es in Abbildung 6-25 dem n-ten Iterationsschritt entnommen werden kann, entstehen unterschiedliche Normalkraftanteile, die von der Klebfuge übertragen werden müssen. Die Differenz der Normalkraftübertragung ΔN zweier benachbarter Segmente gibt ein Maß der Schubbeanspruchung in der Klebfuge an. Dies bedeutet, dass im Bereich der Lasteinleitung höhere Schubspannungen auf die Klebfuge und die Teilquerschnitte wirken.

Schematisch sind in der folgenden Abbildung 6-25 zwei benachbarter Segmente mit den dazugehörigen Spannungsverläufen und daraus resultierenden Normalkräften dargestellt.

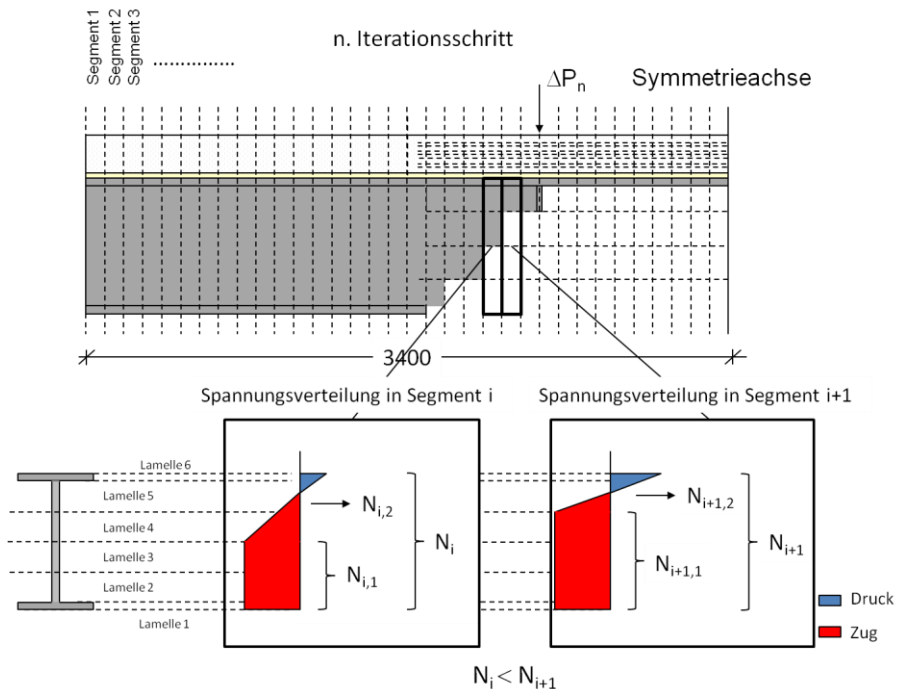


Abbildung 6-25: Spannungszustände zweier benachbarter Segmente im Lasteinleitungsbereich

In Addition zu den Durchbiegungen wurden die Schubspannungen, die aus der Normalkraftdifferenz von zwei benachbarten Segmenten resultieren, ermittelt und entlang der Trägerachse in den folgenden Diagrammen der Abbildung 6-26 dargestellt. Da die Schubspannungsverläufe von der Höhe der äußeren Belastung abhängen, wurden in den folgenden Diagrammen neben dem Verlauf unter maximaler Beanspruchung P_{\max} zwei Verläufe mit geringeren Lastniveaus zur exemplarischen Veranschaulichung dargestellt.

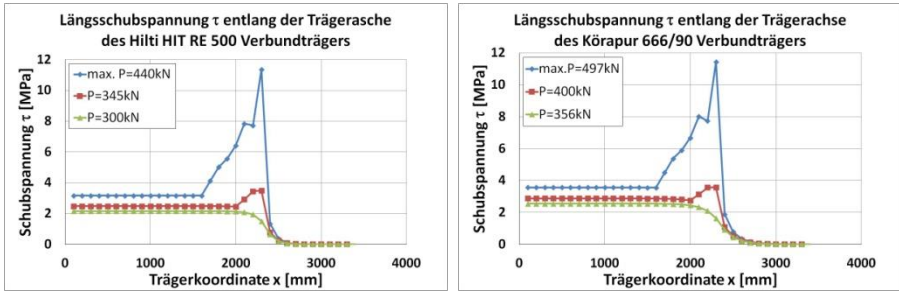


Abbildung 6-26: Analytisch bestimmte Längsschubspannungen entlang der Trägerachse eines Verbundträgers

Wie den beiden Diagrammen zu entnehmen ist, sind die Kurvenverläufe der beiden Verbundträger nahezu affin. Ebenfalls konnte bei beiden Verbundträgerarten an der Trägerkoordinate der Lasteinleitung ein Schubspannungsspeak unter maximaler Belastung festgestellt werden, der aus dem plastischen Materialverhalten der Verbundpartner resultiert. Diese erhöhte kritische Schubspannung ist für die Ermittlung der maximalen Schubtragfestigkeit der Verbundfuge maßgebend und muss von der Verbundfuge und den Fügeilen unter der Annahme einer linear-elastisch Fugensteifigkeit abgetragen werden.

6.4.5 Vergleich der Längsschubspannung der Verbundträger mit Kleinproben

Die Voraussetzung für eine sichere Abschätzung der Tragsicherheit der Verbundfuge eines geklebten Stahlverbundträgers ist, dass die maximale Längsschubspannung die maximale Scherfestigkeit, die an den Kleinproben ermittelt wurde, nicht überschritten wird.

Hilti HIT RE 500

In den folgenden Diagrammen der Abbildung 6-27 ist der Schubspannungsverlauf der Klebfuge und die maßgebende gemittelte Scherfestigkeit der freibewitterten Kleinproben (hier: Druckscherprobe) dargestellt. Zusätzlich wurden die Scherfestigkeiten der Druckscherproben und der Zugscherproben nach der Wasserimmersionslagerung dargestellt. Die Zugscherproben wurden aufgrund der am geringsten ermittelten Schubfestigkeiten aufgegriffen. Es wird jedoch angemerkt, dass die Zugscherprobe nicht das reale Tragverhalten einer Verbundfuge eines geklebten Stahlverbundträgers darstellt und dass dieser Wert nur zur Veranschaulichung in das Diagramm eingepflegt wurde.

Körapur 666/90

Analog zu dem Hilti-HIT-RE-500-Träger wurden die maßgebenden Scherwiderstände der Kleinproben dem Schubspannungsverlauf in der Klebfuge des Verbundträgers mit Körapur 666/90 gegenübergestellt. Zusätzlich zu den maßgebenden gemittelten Scherfestigkeiten der freibewitterten Schubprobe wurden die Scherfestigkeiten der im Wasser gelagerten Schubprobe und Druckscherprobe dargestellt.

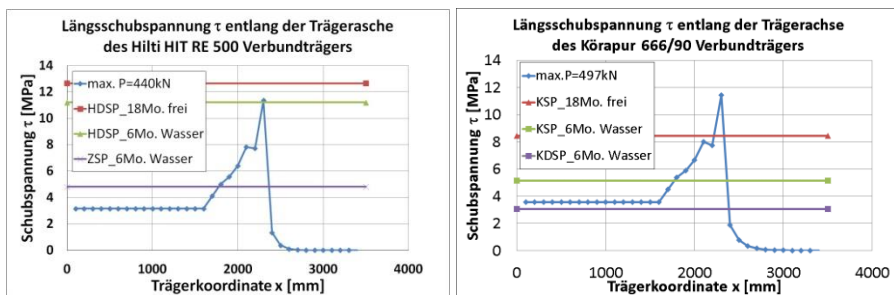


Abbildung 6-27: Vergleich der maximalen Schubspannung im Träger mit Kleinprobenergebnissen

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Für die maximale Scherfestigkeit der Fuge des mit Körapur 666/90 geklebten Verbundträgers wurde mit dem Segmentverfahren eine Schubspannung errechnet, deren Wert sich weit über den ermittelten Scherwiderständen der Kleinproben beläuft. Auf der sicheren Seite liegend und aus Sicherheitsgründen kann das Verfahren zur Bestimmung der maximalen Belastung eines geklebten Verbundträgers als ausreichend definiert werden, da rein rechnerisch die Scherfestigkeit der

Verbundträgerfuge im konkreten Vergleich zu den Kleinprobenfestigkeiten unterschätzt wurde.

6.4.6 Vergleich der Schubspannungen des Segmentverfahren mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen

Zur Konkretisierung und Überprüfung der Schubspannungsermittlung mit dem Segmentverfahren wurden die analytisch bestimmten Längsschubspannungen den Ergebnissen der Finiten-Elementen-Ergebnisse entlang eines Pfades an der Klebfuge über die Trägerkoordinate x gegenübergestellt. Die Kurvenverläufe in den folgenden Diagrammen der Abbildung 6-28 wurden unter maximalen äußeren Belastungen ermittelt.

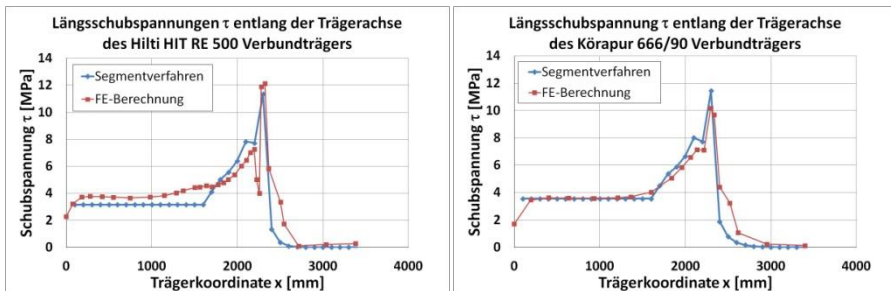


Abbildung 6-28: Vergleich der analytisch bestimmten Schubspannungsverläufe entlang der Trägerlängsachse mit FE-Rechnenergebnissen

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen.

Mit der Kombination des Segmentverfahrens und den gelösten Differentialgleichungen nach Zhou können die charakteristischen und maßgebenden Verformungs- und Belastungszustände eines geklebten Stahlverbundträgers ermittelt werden. Unter der Voraussetzung eines linear-elastischen Materialverhaltens der Klebfuge und einer Berücksichtigung der elastischen sowie plastischen Materialeigenschaften der Verbundpartner ist es möglich, eine hinreichend genaue Abschätzung des Tragverhaltens eines geklebten Stahlverbundträgers zu treffen. Die Ergebnisse des Segmentverfahrens konnten anhand von experimentellen Versuchsergebnissen und Finite-Elemente-Simulationslösungen auf eine ausreichende Genauigkeit hin belegt werden.

6.4.7 Segmentverfahren für Verbundträgern mit mechanischen Verbundmittel

Mit den Eigenschaften, durch ein geeignetes Federgesetz der Verbundfuge das reale Trag- und Verformungsverhalten von Verbundkonstruktionen zu ermitteln, kann das Segmentverfahren ebenfalls für konventionelle Verbundmittel angewendet werden, wie zum Beispiel für eine Kopfbolzenverdübelung. Hierbei empfiehlt es sich, die Segmente zwischen den jeweiligen Dübelreihen anzuordnen, sodass die Schubfedersteifigkeiten pro Segment einer Kopfbolzenreihe entsprechen. Schematisch kann eine Segmentierung eines Verbundträgers mit einer Kopfbolzenverdübelung der folgenden Abbildung 6-29 entnommen werden.

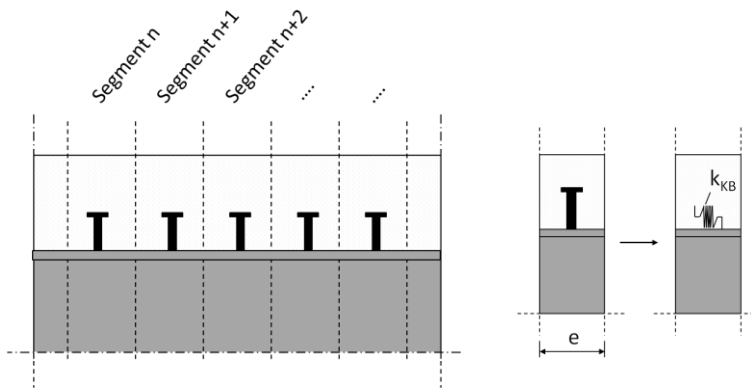


Abbildung 6-29: (links) Segmentierung eines Verbundträgers mit Kopfbolzendübeln, (rechts) schematische Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübeln

Mit der errechneten Normalkraftdifferenz zweier benachbarter Segmente kann die Beanspruchung einer Kopfbolzenreihe in Abhängigkeit der äußeren Belastung ermittelt werden. Die Schubfedersteifigkeit einer Kopfbolzenreihe kann unter der Voraussetzung eines gleichmäßigen Bolzenabstands in die geschlossene Lösung der Differentialgleichung nach Zhou aus Tabelle 6-1 an Stelle der Schubfedersteifigkeit k des Klebstoffes eingesetzt werden. Dabei wird die Schubfedersteifigkeit des Kopfbolzens vereinfacht über die Segmentfläche gleichmäßig „verschmiert“.

$$k_{KB} = \frac{K_{KB}}{e} \quad (\text{Gl. 6-30})$$

Mit: k_{KB} = Schubsteifigkeit eines Kopfbolzens

K = Einzelfedersteifigkeit einer Kopfbolzenreihe

e = Länge des betrachteten Segmentes

Die Einzelfedersteifigkeit K_{KB} kann aus Ergebnissen experimenteller Untersuchungen des Scherverhaltens einer Kopfbolzenverbindung, z. B. in Form von Push-Out-Versuchen gemäß DIN EN 1994-1 abgeleitet werden. Dabei wird mit den Ergebnissen

die charakteristische Dübelkennlinie der Verbindung aufgestellt, deren Steigung des Kurvenverlaufs den Wert der Schubsteifigkeit K in Abhängigkeit der Beanspruchung angibt.

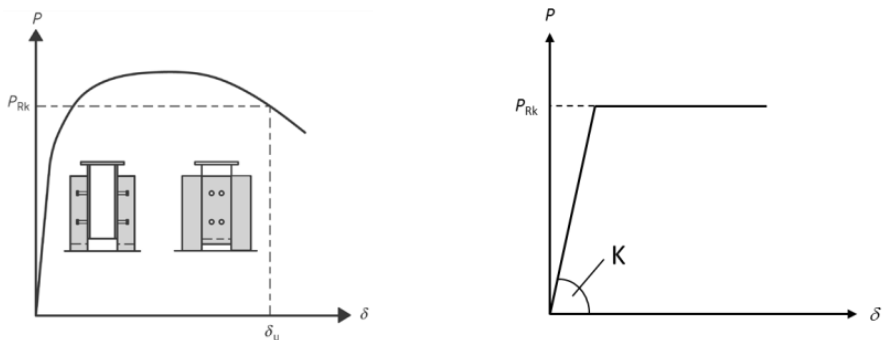


Abbildung 6-30: (links) Dübelkennlinie eines Push-Out-Versuchs, (rechts) bilineares Materialmodell eines scherbelastrten Kopfbolzendübels

Besonderheiten plastischer Fugeneigenschaften

Plastische Fugeneigenschaften infolge von Fließgelenkbildungen in Verbundmitteln ermöglichen Umlagerungen von lokalen Spannungsspitzen und wirken sich positiv auf das duktile Tragverhalten von Verbundtragwerken aus. Diese Duktilität wird in erste Linie durch das Materialverhalten der mechanischen Materialeigenschaften der Verbundmittel geprägt. Als Beispiel kann hier die Verbundwirkung des Kopfbolzendübels herangezogen werden, der durch die Fähigkeit, Fließgelenke im Schaft gemäß den Tragmodellen von Lungershausen und Döring zu bilden, die lokal hohen Beanspruchungen über die Verbundfuge verteilt.

Dieser Effekt kann durch ein Ingenieurmodell eines bilinearen Materialverhaltens eines scherbelastrten Verbundmittels in das Segmentverfahren implementiert werden. Dabei werden in den jeweiligen Iterationsschritten die Normalkräfte bestimmt, die vom Verbundmittel mit der Federsteifigkeit K in einem Segment aufgenommen werden. Überschreitet die Normalkraftübertragung eines Segmentes die maximal aufnehmbare elastische Kraft P_{Rk} des Verbundmittels, werden die anschließenden Iterationsschritte für das Segment mit einer Fugensteifigkeit von $K = 0$ gemäß Abbildung 6-30 (rechts) durchgeführt.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Geklebte Stahlverbundträger erfordern aufgrund ihrer stoffschlüssigen Verbindung und gleichmäßigen Spannungsübertragung zwischen zwei Bauteilen ein besonderes, annähernd realitätsgetreues Nachweiskonzept. Aufgrund der spezifischen Eigenschaften von Klebstoffen und substratabhängigen Klebfugen sind Kraftumlagerungen infolge eines bilinearen Materialverhaltens und der geringen Verformungsfähigkeit nicht möglich. Die Kombination des Segmentverfahrens mit geschlossenen Lösungen der Differentialgleichungen eines elastischen Verbundträgers ist für die Bewertung und Abschätzung des Trag- und Verformungsverhaltens einer geklebten Stahlverbundkonstruktion hinreichend genau. Das präsentierte Verfahren wurde an experimentellen sowie simulierten Versuchsergebnissen unter Berücksichtigung der spezifischen Materialeigenschaften der Werkstoffe validiert. Durch das Einbeziehen der plastischen Materialeigenschaften der Verbundpartner bildet das Segmentverfahren eine für die Bauanwendung wirtschaftliche Grundlage für eine Vordimensionierung eines geklebten Stahlverbundträgers, ohne auf computergestützte Finite-Elemente-Simulationsprogramme zurückgreifen zu müssen.

Für die Anwendung des Verfahrens muss gewährleistet werden, dass die Klebfuge auch im hohen baurelevanten Alter eine ausreichende Tragfähigkeit besitzt, um die Verbundnormalkräfte, die aufgrund der Wechselwirkung des Beton- und Stahlquerschnitts entstehen, zu übertragen. Diesbezüglich wurde rechnerisch nachgewiesen, dass die Tragfähigkeit und das Durchbiegungsverhalten nicht beeinflusst werden, solange sich die gealterten Schubfedersteifigkeiten der Klebfuge über dem systemabhängigen kritischen Bereich G_{crit} befinden. Eine Alterung der Klebfuge (100%ige Sättigung) hat bei den in dieser Arbeit verwendeten Klebstoffsystemen keinen Einfluss auf das Tragverhalten. Der Einfluss einer Wassersättigung auf das Trag- und Verformungsverhalten einer geklebten Verbindung muss im Vorfeld experimentell ermittelt werden, da sich je nach Art der Substrate und des Klebstoffsystems eine Wasseransammlung in der Struktur unterschiedlich auswirken kann. Eine Abschätzung der Änderung des Last-Verformungsverhaltens infolge physikalischer Wassereinlagerung während der Alterung ist aufgrund der komplexen Aufbaustruktur von Klebstoffen, die sich je nach Klebstoffhersteller unterscheidet, nicht möglich. Zusätzlich muss gewährleistet werden, dass die Klebfuge auch im gesättigten Zustand eine ausreichende Festigkeit und Haftung aufweist, um die belastungsabhängigen Normalkräfte im Verbundsystem zu übertragen.

Unter der Voraussetzung der Bekanntheit der spezifischen Materialeigenschaften im hohen Alter können durch die Verwendung eines Tabulatorprogramms, wie z.B. Microsoft Excel, die jeweiligen Iterationsschritte des Segmentverfahrens mühelos und überschaubar ermittelt werden. Ein weiterer Verbesserungsschritt zur Erleichterung und Steigerung der Effizienz der Berechnung wäre die Benutzung eines eigens programmierten Bemessungsprogramms. Durch die Simplizität und Vorgabe der benötigten Querschnittsabmessungen und Materialeigenschaften in einer Eingabematrix könnten durch ein Programm die charakteristischen und statisch erforderlichen Größen wie die Durchbiegung, die Normalkraftübertragung, der kritischer Scherfestigkeitsbereich G_{crit} sowie der Schubspannungsverlauf in der

Verbundfuge grafisch sowie betragsmäßig ermittelt werden. Das Programmieren wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht mehr durchgeführt, sie sollte aber als Anregung, Grundlage und Konzept erachtet werden. Die Berechnungsausgaben eines Programms, wie es soeben beschrieben wurde, könnten zur Optimierung eines geklebten Stahlverbundträgers durch Variation der Geometrie und Materialeigenschaften der Werkstoffe genutzt werden, um für diverse Beanspruchungen eine optimal geklebte Verbundkonstruktion ingenieurgerecht zu erstellen.

Dieses Basisprogramm sollte ebenfalls so entwickelt werden, dass optional noch ausstehende Forscherkenntnisse implementiert werden können. In dieser Arbeit wurde vorerst konkret auf den Lastabtrag und auf die Einflüsse physikalischer Alterungen eingegangen. Während dieser Untersuchung erhielten neue Forschungsschwerpunkte eine neue Gewichtung. Offene Fragestellungen, wie die Dauerhaftigkeit infolge dynamischer Belastungen, die Temperaturbeständigkeit (Brandfall) sowie der Lastabtrag eines Mehrfeldträgers mit negativem Belastungsmoment im Stützbereich, stehen einer grundlegenden Implementierung struktureller Klebungen im Bauwesen noch entgegen. Das Ignorieren sowie das Fehlen entsprechender Kenntnisse dieser Schwerpunkte könnten für geklebte Tragstrukturen folgenschwere Auswirkungen haben und im Schadensfall das Leib und Leben Dritter gefährden sowie den Fortschritt der angewandten Klebtechnik im Bauwesen erschweren.

Eine mögliche Ermüdungserscheinung infolge von wiederkehrenden dynamischen Beanspruchungen mit unterschiedlichen Belastungsamplituden und Frequenzen könnte zu irreversiblen Schäden in der Klebstoffstruktur sowie im Grenzbereich zwischen Klebstoff und Substrat führen, die zeitabhängig zu einem Versagen der Tragkonstruktion führen können. Besonders bei dünnen Klebschichten, deren mögliche Schädigung der Klebfuge in einem von außen nicht einseharem Bereich entsteht, erschwert eine visuelle Begutachtung sowie Einschätzung einer Ermüdungsschädigung und verlangt nach neuen zu entwickelnden Bewertungsmethoden.

Ein weiterer Aspekt, der im konventionellen Verbundbau vernachlässigbar, jedoch in der Klebtechnik von außergewöhnlichem Interesse ist, sind Temperatureinwirkungen. Die in dieser Arbeit experimentell untersuchten Klebfugeneigenschaften der Versuchsproben wurden in klimatisierten Laboren der Technischen Universität Kaiserslautern bei 23° C und einer rel. Luftfeuchtigkeit von 60 % durchgeführt. Dies bedeutet, dass sich die ermittelten Materialgrößen nur unter diesen äußeren klimatischen Umgebungsbedingungen einstellen. Der DMTA aus Kapittel 3.3 kann das Materialverhalten der beiden untersuchten Klebstoffsysteme in Abhängigkeit der Temperatur entnommen werden. Besonders ist hier der Polyurethanklebstoff zu nennen, der schon bei geringen Temperaturen ($\approx 30^\circ\text{C}$) seine spezifischen Materialeigenschaften, besonders die Steifigkeit, ändert. Bei einer Missachtung des Bereichs der Glasübergangstemperatur würde sich das Tragverhalten eines bestehen Bauwerks, das einer Wärmbeanspruchung ausgesetzt wird, ändern und die Eigentragwirkungen der Verbundpartner könnten erhöht werden. Zusätzlich könnte der Klebstoff infolge einer rapiden Abnahme der Steifigkeit (je nach Belastungshöhe) seine Form nicht mehr bewahren und unter gegebenen Umständen den einwirkenden

Scherkräften nicht standhalten. Gegenwärtig empfiehlt es sich, Klebstoffsysteme anzuwenden die eine Glasübergangstemperatur weit unterhalb des Gefrierpunkts haben, wie z. B. Silikone, oder Systeme, die einen relativ hohen Glasübergangsbereich ($\approx 60^\circ \text{C}$) besitzen. Durch diese Einhaltung können konstante Materialeigenschaften der Klebfugen auch bei Temperaturschwankungen im Rahmen des mitteleuropäischen Klimas angenommen werden. Dessen ungeachtet empfiehlt es sich, bei strukturellen Klebungen immer lokal die Temperatur zu messen. Durch direkte Sonneneinstrahlung und in Abhängigkeit des Werkstoffes können Oberflächentemperaturen von 80°C entstehen.

Des Weiteren könnte die Erforschung einer geklebten Stahlverbundkonstruktion eines mehrfeldrigen Systems im Fokus stehen. Durch eine Lagerung auf mehrere Stützen und der Erhöhung der statischen Unbestimmtheit besitzt die Konstruktion neben einer erhöhten Sicherheit auch statische Vorteile. Durch die Umverteilung der positiven Feldmomente auf die negativen Stützenmomente ist eine Laststeigerung möglich, die von Einzelfeldern nicht abgetragen werden können. Hauptaugenmerk würde bei der Klebstoffverbindung auf den negativen Momentenbereichen über einer Auflagerung liegen. Hier sind der Lastabtrag sowie die Ausnutzung einer geklebten Stahlverbundverbindung ungewiss. Ebenfalls ist anzumerken, dass die Differentialgleichungen, die zur Lösung in dieser Arbeit verwendet wurden, nicht bei Mehrfeldträgern angewendet werden können. Hilfsmäßig kann eventuell mit Ersatzsystemen gerechnet werden, in denen die Auflagerreaktionen als negative Einwirkungen angesehen werden.

Fortführend könnten noch zahlreiche Forschungsgebiete aufgezählt werden, die sicheres Kleben im konstruktiven Verbundbau gewährleisten würden. Zu nennen sind noch das Verhalten bei mehrachsialen Belastungen oder Torsionsbeanspruchungen, die aber eine untergeordnete Rolle spielen. Des Weiteren könnte eine Optimierung der Klebfugengeometrie erfolgen, die die Duktilität des Systems erhöhen bzw. die den spontanen Bruchzustand, wie er bei der Untersuchung der Verbundträger beobachtet werden konnte, eindämmt.

Ziel dieser Arbeit war es, einen Grundstein für eine Dimensionierung eines geklebten Verbundträgers zu legen und die Klebtechnik für das konstruktive Verbundbauwesen attraktiver zu machen. Durch die Berücksichtigung und Erweiterung der klebtechnischen Kenntnisse soll die Anwendung struktureller Klebungen im Bauwesen erleichtert werden, um das hohe Potenzial von Klebstoffsystemen bei der Erstellung und Planung innovativer, ökonomischer und ingenieurmäßig freigestalteter Konstruktionen sicher zu nutzen.

8 Literaturverzeichnis

ABAQUS Analysis User's Manual 6.14. 2014.

Abdel Wahab, M.M. „Coupled stress-diffusion analysis for durability study in adhesively bonded joints.“ *International Journal of Adhesion & Adhesives* Vol. 22, 2002: 61-73.

Abeln, B., M. Feldmann, P. L. Geiß und A. Wagner. „Kleben im konstruktiven Stahlbau am Beispiel geklebter Brückenfahrbahnplatten.“ In *Tagungsband, 25th International Adhesion and Bonding Congress Swiss Bonding*. Rapperswil / CH, 2009.

Adams, R.D. „Test relative merits of the boeing wedge test and the double cantilever beam test for assessing the durability of adhesively bonded joints, with particular reference to the use of fracture mechanics.“ *International Journal of Adhesion & Adhesives* Vol. 29, 2009: 609-620.

Allely, S., et al. *Die Bibel des Traditionellen Bogenbaus*. Höring, 2003.

Ashcroft, I.A. und J. Comyn. *Effect of water and mechanical stress on durability*. Springer Verlag, 2011.

Baumann, H. *Leime und Kontaktkleber*. Berlin: Springer Verlag, 1967.

Bažant, Z.P., A.B. Huggaard, P. Baweja und F.-J. Ulm. „Mircoprestress-Solidification Theory for Concrete Creep. I: Aging and Drying Effects.“ *Journal of Engineering Mechanics* 123 Vol. 11, 1997: 1188–1194.

Bergmeister, K. „Kleben im Betonbau.“ *Beton- und Stahlbetonbau*, 2001: 625-633.

Birtel, V. und P. Mark. *Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure*. 2006.

Bouazaoui, L., C. Diagana, G. Perrenot, A. Li und Y. Delmas. „Analyse du Comportement mécanique d'une Structure mixte Acier-Béton utilisant la Technique du Collage.“ *XXIIIème Rencontres Universitaires de Génie Civile*, 2004.

Bowditch, M.R. „The durability of adhesive joints in the presence of water.“ *International Journal of Adhesion & Adhesives* Vol. 16, 1996: 73-79.

Brémont, M. *Verbesserung der Beständigkeit von Klebverbindungen aus verzinkten Stahl und einem warmhärtenden Epoxidharzklebstoff*. Dissertation. München: Hinterwaldner-Verlag, 1994.

Brockmann, W. „Interface reactions and their influence on the long-term properties of metal bonds.“ *Adhesives age* Vol. 20, Nr. 6, 1977: 30-34.

Brockmann, W., P. L. Geiß, J. Klingen und B. Schröder. „Klebtechnik: Klebstoffe, Anwendungen und Verfahren.“ WILEY-VCH Verlag, Weinheim, 2005.

Brockmann, W. „Über Haftvorgänge beim Kleben.“ *Adhäsion Heft 2*, 1970: 52-56.

Brück, M. „Die Geschichte des Klebens.“ *Wirtschaftswoche*, 2008.

- Bucak, Ö., M. Bues, M. Illguth, P. L. Geiß und M. P. Kötter. „Teiltransparente tragende Verbundteile aus Stahl und Glas "3TVB".“ In *Tagungsband, 9. Kolloquium Gemeinsame Forschung in der Klebtechnik*, 35-37. Frankfurt: DECHEMA, 2009.
- Bucak, Ö., M. Bues, P. L. Geiß, M. Illguth und M. P. Kötter. „Structural Bonding of Transparent Hybrid Glass-Steel-Beams, Tagungsband.“ In *32nd Annual Meeting of The Adhesion Society, Inc.* Savannah, GA, USA, 2009.
- Bucak, Ö., P. L. Geiß, M. Bues und M. Illguth. „Geklebte Stahl-Glas-Verbundtragwerke.“ In *Stahlbau Spezial – Konstruktiver Glasbau*, 36-40. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2009.
- Chekanov, Y.A. „Cure shrinkage defects in epoxy resins .“ *Polymer Vol. 35, Nr. 10*, 1995: 2013-2017.
- Chopradup, A., P. L. Geiß, V. Kohl, J. Schnell und C. Thiele. „Leicht Bauen mit Beton - innovative Klebe-Verbindungstechnik für filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton.“ In *Tagungsband 9. Kolloquium Gemeinsame Forschung in der Klebtechnik*, 41-44. Frankfurt: DECHEMA, 2009.
- Comyn, J. „Diffusion of Water in Adhesives .“ In *Design of Adhesive Joints Under Humid Conditions*, von L. da Silva und C. Sato, 1-19. Heidelberg, Berlin: Springer-Verlag, 2013.
- Comyn, J., D.M. Brewis und S.T. Tredwell. „Bonding of aluminium alloy with some phenolic adhesives and a modified epoxide adhesives, and strength changes on exposure to moist air at 50°C.“ *The Journal of Adhesion Vol. 21*, 1987: 59-78.
- Conle, F.A. *An examination of variable amplitude histories in fatigue. Dissertation.* Ontario, Canada: University of Waterloo, 1979.
- Cosgun, T. und B. Sayin. *Non-Linear and Failure Load Analysis of Reinforced Concrete Frames.* Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, The University of Arizona, USA, 2013.
- DAfStb. „Kleben im konstruktiven Ingenieurbau.“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V., Heft 331*, 1982.
- DAfStb. „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung.“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. Heft 591*, 2011.
- De Neve, B. und M.E.R. Shanahan. „Physical and Chemical Effects in an Epoxy Resin Exposed to Water Vapour.“ *The Journal of Adhesion Vol. 49*, 1995: 165-176.
- Deutsches Institut für Bautechnik. *Zulassungsbescheid Kombi-Verdübelung, Zulassungsnummer Z-26.4-39.* Berlin, 2000.
- Deutsches Institut für Bautechnik. *Zulassungsbescheid Nr. Z 26.1-1: Schubfeste Klebverbindung zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen oder Spannbetonbauteilen.* Berlin, 1991.

- Deutsches Institut für Bautechnik. *Zulassungsbescheid Perfobondleiste, Zulassungsnummer Z-26.1-23*. Berlin, 1991.
- Deutsches Institut für Bautechnik. *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-30.1-1, für Blech und Walzprofil sowie Hohlprofil, nahtlos und geschweißt aus den Feinkornbaustählen S460N, S460NL, S460NH, S460NLH, S690QL, S690QL1*. Düsseldorf, 1999.
- DIN 4132. *Kranbahnen, Stahltragwerke, Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung*. Berlin: Beuth Verlag, 1981.
- DIN EN 1052-3. *Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)*. Berlin: Beuth Verlag, 2007.
- DIN EN 12390-3. *Prüfung von Festbeton, Deutsche Fassung EN 12390-3:2001*. Berlin: Beuth-Verlag, 2001.
- DIN EN 14444. *Strukturklebstoffe - Qualitative Bestimmung der Beständigkeit geklebter Baugruppen - Keilberstprüfung*. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., 2006.
- DIN EN 1465. *Klebstoffe – Bestimmung der Zugscherfestigkeit von Überlappungsklebung*. Berlin: Beuth Verlag, 2009.
- DIN EN 14869-2. *Strukturklebstoffe – Bestimmung des Scherverhaltens struktureller Klebungen – Teil 2: Scherprüfung für dicke Fügeiteile (ISO 11003-2:2001, modifiziert)*. Berlin: Beuth Verlag, 2011.
- DIN EN 15870. *Klebstoffe – Bestimmung der Zugfestigkeit von Stumpfklebung (ISO 6922:1987 modifiziert)*. Berlin: Beuth Verlag, 2009.
- DIN EN 1992-1-1. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth Verlag, 2011.
- DIN EN 1993-1-9. *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung*. Berlin: Beuth Verlag, 2005.
- DIN EN 1994-1-1. *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009*. Berlin: Beuth-Verlag, 2009.
- DIN EN ISO 10365. *Klebstoffe - Bezeichnung der wichtigsten Bruchbilder Deutsche Fassung EN ISO 10365:2022*. Berlin: Beuth-Verlag, 2022.
- DIN EN ISO 12944-4. *Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme*. Berlin: Beuth Verlag, 1998.
- DIN EN ISO 179-1. *Kunststoffe – Bestimmung der Charpy-Schlageigenschaften – Teil 1: Nicht instrumentierte Schlagzähigkeitsprüfung (ISO 179-1:2010)*. Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- DIN EN ISO 527-1. *Kunststoffe – Bestimmung der Zugeigenschaften – Teil 1: Allgemeine Grundsätze (ISO/DIS 527-1:2010)*. Berlin: Beuth Verlag, 2010.

- DIN EN ISO 527-2. *Kunststoffe – Bestimmung der Zugeigenschaften – Teil 2: Prüfbedingungen für Form- und Extrusionsmassen (ISO/DIS 527-2:2010)*. Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- DIN EN ISO 62. *Kunststoffe - Bestimmung der Wasseraufnahme*. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., 2008.
- DIN EN ISO 6892-1. *Metallische Werkstoffe - Zugversuch“ Deutsche Fassung EN ISO 6892-1:2009*. Berlin: Beuth-Verlag, 2009.
- DIN EN ISO 8503-1. *Vorbereitung von Stahloberflächen vor dem Auftragen von Beschichtungsstoffen – Rauheitskenngrößen von gestrahlten Stahloberflächen – Teil 1: Anforderungen und Begriffe für ISO-Rauheitsvergleichsmuster zur Beurteilung gestrahlter OF*. Berlin: Beuth Verlag, 2012.
- DIN EN ISO 9227. *Korrosionsprüfungen in künstlichen Atmosphären – Salzsprühnebelprüfungen (ISO 9227:2006)*. Berlin: Beuth Verlag, 2006.
- DIN-Fachbericht 103. *Stahlbrücken*. Berlin: Beuth Verlag, 2003.
- Dischinger, F. „Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken.“ *Bauingenieur* 20, 1939.
- Dischinger, F. „Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken.“ *Bauingenieur* 18, Heft 33, 1937: 487-520, 539-552.
- Döinghaus, P. *Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern*. Dissertation RHTH Aachen. Aachen, 2001.
- Dörnen, A. und G. Trittlar. „Neue Wege der Verbindungstechnik im Stahlbau.“ *Der Stahlbau* 25, 1956: 181-184.
- DS 804. *Vorschriften für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke; Deutsche Bahn Gruppe, Bekanntgabe B6*. 2000.
- Ehrenstein, G.W. und S. Pongratz. *Beständigkeit von Kunststoffen*. Carl Hanser Verlag GmbH & Co.KG, 2007.
- Einsfeld, U. *Aufkleben von Stahllaschen auf Stahlbeton- und Spannbetonbauteile. Bautenschutz und Bautensanierung*. Technisch-wissenschaftlicher Verlag B+B AG, 1985.
- Emrich, S. *Untersuchungen zum Einfluss von Oberflächenchemie und -morphologie auf die Langzeitbeständigkeit geklebter Aluminiumverbunde*. Kaiserslautern, 2003.
- Endlich, W. *Kleb- und Dichtstoffe in der modernen Technik*. Essen: Vulkan-Verlag, 1990.
- EOTA (European Organisation for Technical Approvals). *ETAG No.2 Guideline for European Technical Approval for Structural Sealant Glazing Systems*. Brüssel, 1998.

- Erhard, E. und F. Otremba. „Einfluss mechanischer und thermischer Belastungen auf die Werkstoffermüdung.“ *Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM); Sicherheitskonferenz NMU*. 2014.
- „Eurocode 3.“ *Background Documentation, Chapter 9 – Document 9.01: Background Informal Information on Fatigue Design Rules, Statistical Evaluation; First Draft (V.1)*. 1989.
- Feldmann, M., B. Völling, A. Geßler, F. Wellershoff, P.L. Geiß und A. Wagner. „Kleben im Stahlbau.“ *Stahlbau 75*, 2006: 834-846.
- Feldmann, M., J. Hegger, O. Hechler und S. Rauscher. „Abschlussbericht P 621 „Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe“, AiF-Forschungsprojekt 13867 N / Forschungsvereinigung FOSTA e.V. P 621.“ Aachen, 2007.
- fib Model Code 2010 - First Complete Draft - Volume 1 / International Federation for Structural Concrete*. International Federation for Structural Concrete; Technical report 2, 9, 11, 14, 15, 17, 30, 34, 37, 115, 126, 135, 2010.
- Fiedler, E. „Die Entwicklung des Stahlbrückenbaus in der DDR bis zum Zeitpunkt der Wende – ein Rückblick.“ *Stahlbau 70, Heft 4 und Heft 5*, 2001: 262-276; 317-328.
- Fonds der Chemischen Industrie im Verband der Chemischen Industrie e.V. „27 Kleben/Klebstoffe.“ *Informationsserie des Fonds der Chemischen Industrie*, 2001.
- Gaßner, E. „Performance fatigue testing with respect to aircraft design.“ *Fatigue in Aircraft Structures*, 1956: 178-206.
- Gilbert, R.I. „Time Effects in Concrete Structures.“ *Elsevier*, 1988.
- Gledhill, R.A., A.J. Kinloch und S.J. Shaw. „A model for predicting joint durability.“ *The journal of adhesion Vol. 11*, 1980: 3-15.
- Gledhill, R.A. und A.J. Kinloch. „Environmental Failure of Structural Adhesive Joints.“ *The Journal of Adhesion Vol. 6*, 1974: 315-330.
- Glitzka, H., W. Jäger und T. Burkert. „Zur Haftscherfestigkeit bei Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen.“ *Mauerwerk 10, Heft 3*, 2006: 102-111.
- Glutinleim*. Wikipedia. https://de.wikipedia.org/wiki/Glutinleim#cite_note-3.
- Goldbacher, A. *Grundlagem der optischen Sensorenmessung mit Faser-Bragg-Gittern*. 2011.
- Grasser, E. und U. Kraemer. „Kriechen von Beton unter hoher zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung.“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 358*, 1985.
- Grewe, C. „Naphtha und Asphalt, vielfältig genutzte Produkte in der Antike.“ *Mitteilungen, Gesellschaft Deutscher Chemiker / Fachgruppe Geschichte der Chemie*, 1998.

- Grosch, J. *Einsatzhärten: Grundlagen - Verfahren - Anwendungen - Eigenschaften einsetzgehärteter Gefüge und Bauteile*. Renningen - Malsheim: Expert Verlag, 1994.
- Grüning, G. „Versuche zur Bestimmung der Verbundwirkung von Eisenbeton- und Massivdecken mit darin einbetonierten Walzträgern bei schwingenden Beanspruchungen.“ *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton*. Berlin: Deusch, 1937.
- Günther, H.-P. *Ermüdungsverhalten von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen im Brückenbau. Dissertation*. Stuttgart: Institut für Konstruktion und Entwurf. Universität Stuttgart, 2002.
- Gurney, T. und S. Maddox. *A re-analysis of fatigue data for welded joints in steel; Welding Institute, Report E/44/72*. Abington, Cambridge, 1972.
- Habenicht, G. *Kleben-Grundlagen, Technologien, Anwendungen*. 6. Auflage Springer-Verlag, 2012.
- Hahn, O. und X.S. Yi. „Untersuchung von Sorptions-, Desorption- und Quellenverhalten von Klebstoffen.“ *Zeitschrift für Werkstofftechnik Vol. 18*, 1987: 55-66.
- Haibach, E. *Die Schwingfestigkeit von Schweißverbindungen aus der Sicht einer örtlichen Beanspruchungsmessung*. Darmstadt: Laboratoriums für Betriebsfestigkeit, Bericht FB-77, 1968.
- Haibach, E. „Modifizierte lineare Schadensakkumulations-Hypothese zur Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsabfalls mit fortschreitender Schädigung; Technische Mitteilungen des Laboratoriums für Betriebsfestigkeit, Bericht TM 50/70.“ Darmstadt, 1970.
- Haibach, E. und C. Matschke. „Normierte Wöhlerlinien für ungekerbte und gekerbte Formelemente aus Stahl.“ *Stahl und Eisen 101, Heft 3*, 1981: 21-27.
- Hänsch, H. *Klebeverbundbrücken, komplett vorgefertigt, schnell montiert*. Fachbeitrag S+T, 1993.
- Hänsch, H. und W. Krämer. *Versuche mit geklebten Verbundkonstruktionen*. 1968.
- Hartmeyer, S. „Experimentelle Untersuchung des mechanischen Klebstoff- bzw. Klebschichtverhaltens in der Verbindung Stahl-Beton bei Kurzzeitbeanspruchung.“ In *Studienarbeit am Fachgebiet Stahlbau der TU Kaiserslautern*. 2008.
- Hauke, B. und M. Gündel. *Aperture plates as ductile shear connectors for high performance*. Stuttgart: ibidem-Verlag, 2007.
- Hegger, J., P. Döinghaus, G. Sedlacek und H. Trumpf. *Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton*. Düsseldorf: AiF-Forschungsprojekt 12124 N, Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH Düsseldorf, 2003.

- Hobbacher, A. *Empfehlungen zur Schwingfestigkeit geschweißter Verbindungen und Bauteile; International Institute of Welding, IIW-Dokument XIII-1539-96/XV-845-96*. Deutscher Verlag für Schweißtechnik, 1997.
- Hsu, T. und T. Wang. *nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models*. Houston (USA): Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston, 2001.
- Jankowiak, T. und T. Lodygowski. *Identification of parameters of Concrete Damage Plasticity constructive model*. Poznan (Polen), 2005.
- Johlitz, M. *Experimentelle Untersuchung und theoretische Modellierung von Maßstabseffekten in Klebungen*. Aachen: Shaker Verlag, 2008.
- Kaelble, D.H. „Relationship between the fracture mechanics and the surface energetics failure criteria.“ *Journal of applied polymer science Vol. 18*, 1974: 1869-1889.
- Kamali, A. Z. *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams subjected to Blast Loading*. Stockholm, Schweden, 2012.
- Keitel, H. *Bewertungsmethoden für die Prognosequalität von Kriechmodellen des Betons*. Universität Weimar: Schriftreihe des DFG Graduiertenkollegs 1462, Heft 2, 2011.
- Kessler, C. *Experimentelle Untersuchungen und numerische Simulation des nichtlinearen Tragverhaltens geklebter Stahl-Beton-Verbindungen*. Kaiserslautern: Fachgebiet Stahlbau der Technischen Universität Kaiserslautern, 2012.
- Kinloch, A.J. „Interfacial fracture: Mechanical aspects of adhesive bonded joints - a review.“ *The Journal of adhesion Vol. 10, Nr. 3*, 1979: 193-219.
- Kläusler, O. „Influence of moisture in stress-strain behaviour of adhesives used for structural bonding of wood.“ *International Journal of Adhesion & Adhesives Vol. 44*, 2013: 57-65.
- „Kleben im konstruktiven Ingenieurbau.“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. Heft 331*, 1982.
- „Kleben/Klebstoffe.“ *Informationsserie des Fonds der Chemischen Industrie*, 2001.
- Kmiecik, P. und M. Kaminski. *Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration*. Warschau (Polen), 2011.
- Knox, E.M. und M.J. Cowling. „Durability aspects of adhesively bonded thick adherend lap shear joints.“ *International Journal of Adhesion and Adhesives Vol. 20*, 2000: 323-331.
- Koenen, M. „Über die gefährlichen Abscherflächen in Beton eingebetteter Eisenstäbe.“ *Beton und Eisen*, 1905: 148-149.
- Kuhlmann, U., A. Dürr und H.-P. Günther. „Kranbahnen und Betriebsfestigkeit.“ *Stahlbaukalender*, 2003: 375-496.

- Kurz, W., C. Kessler, P.L. Geiß und S. Turcinskas. „Evaluation of adhesive bonding between steel and concrete.“ In *Proceedings of Composite Construction VI*. Tabernash, Colorado, USA, 2008.
- Kurzweil, P., B. Frenzel und F. Gebhard. *Physik Formelsammlung für Ingenieure und Naturwissenschaftler*. Wiesbaden: Vieweg Verlag, 2008.
- Lefebvre, D.R. „Degradation of epoxy coating in humid environments: the critical relative humidity for adhesion loss.“ *Journal of adhesion science and technology Vol. 5, Nr. 3*, 1991: 201-227.
- Leonhardt, F., W., Andrä, H.-P. Andrä und W. Harre. „Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbundtragwerke mit hoher Dauerfestigkeit.“ *Beton- und Stahlbetonbau*, 1987: 325-331.
- Li, A. und G Zhao. „Failure mechanism analyze of bonded steel-concrete composite beams by finite element.“ In *Proceedings of the 2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*, 1213-1222. Stuttgart : ibidem-Verlag, 2007.
- Lungershausen, H. *Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzen*. Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum. Bochum, 1988.
- Maier-Leibnitz, H. „Zusammenwirken von I-Trägern mit Eisenbetondecken.“ *Bautechnik* 19, 1941: 265-270.
- Meiser, A. *Vernetzung und Alterung eines Epoxidklebstoffs im Kontakt mit Atmosphären und Metallen. Dissertation*. Saarbrücken: Universität des Saarlandes, 2009.
- Mellmann, G., U. Meinhold und M. Maultzsch. „Verbundeigenschaften von Instandsetzungssystemen auf Baukonstruktionen.“ Berlin.
- Miner, M. „Cumulative damage in fatigue.“ *Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, No. 3*, 1945: 159-164.
- Möhler, K. *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln*. Karlsruhe, 1956.
- Mösching, B. *Technik-Facts Klebstoffe*. do-it-werkstatt.ch.
- Mubashar, A. „Moisture absorption-desorption effects in adhesive joints.“ *International Journal of Adhesion and Adhesives Vol. 29*, 2009: 751-760.
- Mühlbauer, C. *Fügen von Bauteilen aus ultrahochfesten Beton (UHPC) durch Verkleben. Dissertation*. 2012.
- Mühlbauer, C. und K. Zilch. „Joining of Ultra High Performance Concrete (UHPC) Members by gluing.“ *Third international Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*. 2007.
- Müller, C. *Holzleimbau*. Basel: Birkhäuser Verlag, 2000.
- Naturklebstoffe*. <http://www.naturklebstoffe.de/>.

- Neroth, G. und D. Vollenschaar. „Beton.“ In *Wendehorst Baustoffkunde 27.Auflage*, 247-381. Wiesbaden: Vieweg und Teubner Verlag / Springer Fachmedien, 2011.
- Nguyen, G. und A. Korsunsky. *Damage-Plasticity modelling of concrete: Calibration of parameters using separation of fracture energy*. Springer, 2006.
- Niemi, E. *Structural hot-spot stress approach to fatigue analysis of welded components*. International Institute of Welding, Doc. XIII-1819-00, IIW Commission XIII, Delegation of Finland, 2000.
- O'Brien, E.P. *Durability of adhesive joints subjected to environmental stress. Dissertation*. Virginia Polytechnic Institute and State University, 2003.
- Oehlers, D.J. *A statistical analysis of the static strength of headed stud shear connectors with weld collars. Research Report*. England: Department of Civil Engineering, University College, Cork, 1986.
- Oehlers, D.J. *Results of Tests on 101 Push-Out Specimens and 4 Composite T-Beams. Research Report CE8*. England: Department of Engineering, University of Warwick, 1981.
- Oehlers, D.J. *Stud Shear Connectors for Composite Beams. Ph.D.-thesis, Department of Engineering*. England: University of Warwick, 1980.
- Oehlers, D.J. und R.P. Johnson. „The strength of stud shear connections in composite beams.“ *The Structural Engineer*, Vol. 65B, No. 2, 1987: 44-48.
- Palmer, F. „Die Entstehung von Birkenpech in einer Feuerstelle unter paläolithischen Bedingungen.“ *Mitteilungen der Gesellschaft für Urgeschichte* — 16, 2007.
- Palmgren, A. „Die Lebensdauer von Kugellagern.“ *VDI-Zeitschrift* 58, 1924: 339-341.
- Pasternak, H., A. Schwarzlos und N. Schimmack. „The Usage of Adhesives to Connect Steel Members.“ In *Proceedings of Eurosteel 2002, Volume II*, von Coimbra (Portugal) EUROSTEEL, 1039-1047. Portugal, 2002.
- Pasternak, H., A. Schwarzlos und N. Schimmack. „The application of adhesives to connect steel members.“ *Journal of Constructional Steel Research* 60(2004), Elsevier-Verlag Amsterdam, 2004: 649-658.
- Pawlek, F. *Metallhüttenkunde*. De Gruyter, 1983.
- prEN 1994 1-1. *Eurocode 4 (Vornorm) – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung*. Berlin: Beuth Verlag, 2003.
- Presser, M. *Entwicklung einer Methodik zur mechanischen Analyse der grenzschichtbeeinflussten Polymereigenschaften in Klebverbunden mit Epoxidharzklebstoffen. Dissertation*. Technische Universität Kaiserslautern: Fachbereich Maschinenbau und Verfahrenstechnik: Schriftreihe Füge-technik der AG Werkstoff- und Oberflächentechnik Kaiserslautern, Band 5, 2011.

- Presser, M. und P.L. Geiß. „Experimental investigation of the influence of residual stress due to curing shrinkage on the interphase formation in adhesively bonded joints.“ *Procedia Engineering Vol.10*, 2011: 2743-2748.
- Radaj, D. und C. Sonsino. *Ermüdungsfestigkeit von Schweißverbindungen nach lokalen Konzepten; Fachbuchreihe Schweißtechnik, Band 142*. Verlag für Schweißen und verwandte Verfahren DVS-Verlag GmbH, 2000.
- Randl, N. und O. Gusella. „Tragverhalten von Verbundankern in hoch- und ultrahochfesten Beton.“ *Beton- und Stahlbetonbau Vol. 106*, 2011: S. 561-573.
- Rehm, F. „Kleben im konstruktiven Ingenieurbau.“ *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. Heft 331*, 1982.
- Reinhardt, H.W. *Ingenieurbaustoffe*. Ernst & Sohn Verlag, 2010.
- Ritchie, J. „Improvements in Bolted Joint Efficiency by the Addition of Cold-setting Resin Mixture.“ *The Structural Engineer Vol. XXXVII*, 1959: 1751-1777.
- Ritter, W. *Kenngößen der Wöhlerlinien für Schweißverbindungen aus Stählen*. Technische Universität Darmstadt: Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, 1994.
- Roik, K., G. Hanswille und A.J. Cunze-O.Lanne. *Hintergrundbericht zum Eurocode 4: Bolzendübel*. Ruhr-Universität Bochum: Institut für konstruktiven Ingenieurbau, 1988.
- Rössing, E. *Die Rheinbrücke Gernersheim, ein Beispiel für die Anwendung von Klebvermörtelungen im Stahlbau*. Düsseldorf: VDI-Berichte: Fortschritte der Kunststoffverwendung im Bauingenieurwesen, Nr. 122, 1968.
- Schindel-Bidinelli, E. und W. Gutherz. *Konstruktives Kleben*. Weinheim: VCH, 1988.
- Schmidt, M., R. Krelaus, T. Teichmann, T. Leutbecher und E. Fehling. „Fügen von Bauteilen aus UHPC durch Kleben, Voruntersuchungen und Anwendungen bei der Gärtnerplatzbrücke in Kassel.“ *Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 102, Nr. 10*, 2007: 681-690.
- Schrod, M. *Neue Methoden zur Synthese und Analyse von Phenol-Formaldehyd-Harzen. Dissertation*. Fachbereich Chemie der Technischen Universität Darmstadt, 2002.
- Seidel, A. *Entwicklung eines Berechnungsmodells für das Langzeittragverhalten von Stahlbeton und textilbewehrtem Beton bei überwiegender Biegebeanspruchung. Dissertation*. Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden, 2009.
- Seraphin, M. *Zur Entstehung des Ingenieurholzbaus*. München: Dissertation, TU-München, 2003.
- Spieth, H.A. „Bemessung und Anwendung von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen.“ *Beton- und Stahlbetonbau Vol. 100*, 2005: S. 74-77.

- Sponsel, K., W. Wallenfang und I. Waldau. *Lexikon der Anstrichtechnik*. Callwey, 2000.
- Springenschmid, R. *Betontechnologie für die Praxis*. Bauwerk-Verlag, 2007.
- Stark, J.W.B und B.W.E.M. Van Hove. *Statistical Analysis of Push-out Tests on Stud Connectors in Composite Steel*. Netherlands: TNO Building and Construction Research, Report BI, 1991.
- Steinke, P. *Finite-Elemente-Methode - Rechnergestützte Einführung, 4.Auflage*. Springer, 2012.
- Straub, D. *Bayesian Methods for Model Selection and Model Fusion*. Summer School, Bauhaus-Universität Weimar, 2010.
- Stuff, B. „Der Erfinder des Allerweltsklebstoffs.“ *Welt*, 2009.
- Szymikowski, R. *Quasistatische und dynamische Eigenschaften von wirr- und gewebeverstärktem Polypropylen*. Kaiserslautern: Fachbereich Maschinenbau und Verfahrenstechnik der Technischen Universität Kaiserslautern, 2007.
- Thienel, K.-Ch. und A. Kustermann. *Sonderbetone*. München: Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen Universität der Bundeswehr, 2011.
- Thomann, M. und J.-P. Lebet. „Stahl-Beton-Haftverbindungen für Verbundbrücken – Versuche und Bemessung.“ *Stahlbau 76, Heft 3*, 2007: 193-202.
- ThreeBond Europe. *Seminar on Adhesives: About anaerobic adhesives*. <https://threebond-europe.com/de/technical/seminars-adhesives/about-anaerobic-adhesives/>.
- Trittler, G. und K. Dörnen. „Die vorgespannte Klebverbindung (VK-Verbindung), eine Weiterentwicklung.“ *Der Stahlbau 33*, 1964: 257-269.
- Tue, N. V., J. Hegger, M. Kückler und S. Rauscher. „Arbeitsbericht zum Teilprojekt: „Zur Wirkungsweise von Verbundmitteln in Verbundkonstruktionen aus UHFB“ (Tu 124/4-1 und He 2637/9-1) im Schwerpunktprogramm SPP1182 „Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG.“ Aachen/Leipzig, 2007.
- University of Oulu. *Abaqus 6.13 Documentation*. 2014.
- VDEH. *Leitfaden für eine Betriebsfestigkeitsrechnung. Band 2*. Düsseldorf: Stahleisen mbH, 1985.
- Verbund-Bauweise, Sonderheft. *Bauingenieur 25*, 1950: 73-112, 269-324.
- Wagner, A. „Kleben statt schrauben.“ Naturwissenschaftliches Medizinisches Institut an der Universität Tübingen, 09. Juli 2015.
- Wapenhans, W. *Zur Entwicklungsgeschichte des Stahlverbundbaus in Deutschland bis 1992*. Dresden: Selbstverlag, 1993.
- Wesche, K. *Baustoffe für tragende Bauteile, Teil 2: Beton*. Bauverlag, Vieweg Verlagsgesellschaft, 1993.

- Wingenfeld, D. *Fügetechnische Konstruktionslösungen für Bauteile aus ultrahochfesten Beton (UHPC)*. München, 2013.
- Wöhler, A. „Über die Versuche zur Ermittlung der Festigkeit von Achsen, welche in den Werkstätten der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn zu Frankfurt a.d.O. angestellt sind.“ *Zeitschrift für Bauwesen* 13, 1863: 233-258.
- Wurzer, O. *Zur Tragfähigkeit von Betondübeln, Dissertation*. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, 1997.
- Xiao, G.Z. und M.E.R. Shanahan. „Swelling of DGEBA/DDA epoxy resin during hydrothermal ageing.“ *Polymer Vol 39. Nr. 14*, 1998: 3253-3260.
- Xiao, G.Z. und M.E.R. Shanahan. „Irreversible Effects of Hydrothermal Aging on DGEBA/DDA Epoxy Resin.“ *Journal of Applied Polymer Science Vol 69*, 1998: 363-369.
- Zanni-Deffarges, M.P. und M.E.R. Shanahan. „Diffusion of water into an epoxy adhesive: comparison between bulk behaviour and adhesive joints.“ *International Journal of Adhesion & Adhesives Vol. 15*, 1995: 137-142.
- Zapfe, C. *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Dissertation*. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, 2001.
- Zhou, D., W. Kurz und J. Schnell. *Beitrag zur Berechnung von Verbundträgern mit elastischen Verbund*. Kaiserslautern, 2013.
- Zilch, K. und C. Mühlbauer. „Arbeitsbericht zum Forschungsvorhaben „Verkleben von Bauteilen aus UHPC“ im DFG-Schwerpunktprogramm 1182.“ München, 2007.
- Zilch, K. und C. Mühlbauer. „Sachstandsbericht zum Forschungsvorhaben „Verkleben von Bauteilen aus UHPC“ beim Forschungskolloquium des DFG-SPP 1182.“ Kassel, 2010.

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Marcus Kludka-Lempert
Staatsangehörigkeit: deutsch

Beruflicher Werdegang

seit 07/2022: Projektleiter bei der Autobahn GmbH des Bundes,
Niederlassung Rheinland

05/2021 - 06/2022: Projektbearbeiter bei der Autobahn GmbH des Bundes,
Niederlassung Rheinland

01/2020 - 04/2021 Tragwerksplaner bei Worley Projects GmbH in Köln

07/2015 - 12/2019 Tragwerksplaner/Stahlbauingenieur bei Thyssenkrupp
Industrial Solutions

03/2011 - 06/2015 Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TU Kaiserslautern
am Fachgebiet Stahlbau bei Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz

Hochschulausbildung

04/2005 - 02/2011 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen
Universität Kaiserslautern, Schwerpunkt: Konstruktiver
Ingenieurbau

Abschluss: Dipl.-Ing.

Schulbildung

07/1995 - 03/2004 Allgemeine Hochschulreife am Leibniz-Gymnasium
Pirmasens