



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Energie BFE

THERMOTRAGEELEMENTE (TTE) AUS HOCHFESTEM FASERVERBUNDSTOFF UND INTEGRIERTEN VAKUUMISOLATIONSPANEelen (VIP)

Schlussbericht

Ausgearbeitet durch

Masoud Motavalli, Empa
Überlandstrasse 129, 8600 Dübendorf
masoud.motavalli@empa.ch
<http://www.empa.ch>

Karim Ghazi Wakili, Empa

Daniel Gsell, Empa

Andrin Herwig, Empa

Impressum

Datum: 12. November 2008

Im Auftrag des Bundesamt für Energie, Forschungsprogramm „Energie in Gebäuden“

Mühlestrasse 4, CH-3063 Ittigen

Postadresse: CH-3003 Bern

Tel. +41 31 322 56 11, Fax +41 31 323 25 00

www.bfe.admin.ch

BFE-Projektleiter: Bereichsleiter, filleux.ren@bhz.ch

Projektnummer: 101'307

Bezugsort der Publikation: www.energieforschung.ch

Für den Inhalt und die Schlussfolgerungen ist ausschliesslich der Autor dieses Berichts verantwortlich.

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung / Schlussfolgerungen	4
Summary / conclusions	4
1. Ausgangslage.....	6
2. Ziel der Arbeit	7
2.1 Mechanik	7
2.2 Thermisch.....	7
3. Lösungsweg	7
3.1 Mechanik	7
3.2 Thermisch.....	8
4. Ergebnisse.....	8
4.1 Mechanik	8
4.1.1 Komponentenversuche.....	8
4.1.2 Untersuchung des Sytems Stahlhülse / GFK Stab / Stahlhülse.....	13
4.1.3 Bauteiluntersuchungen.....	16
4.2 Thermisch.....	25
4.2.1 Aufbau und Funktionsweise der Hot box (geregelter Heizkasten)	25
4.2.2 Numerische Analyse (Simulation des Experimentes)	25
4.2.3 Resultate der experimentellen und numerischen Analyse im Vergleich	28
5. Bemessungskonzept für den GFK-Stab.....	32
A1. Bestimmung elastischer Eigenschaften mittels Modalanalyse	34
A1.1 Experiment.....	34
A1.2 Theoretisches Modell des Stabes.....	35
A1.3 Bestimmung der elastischen Eigenschaften und Resultate	35
A2. Bewehrungspläne und Messpläne der Bauteilversuche	37

Zusammenfassung / Schlussfolgerungen

Das Balkonanschlusselement TTE (Thermotragelement) der Firma Hitek Construction AG wurde bezüglich seine statischen und thermischen Eigenschaften im Rahmen dieses Projektes untersucht. Beim TTE handelt es sich um einen innovativen Ansatz, die Wärmebrücken, welche im Bereich von Balkonanschlüssen immer noch vorhanden sind, zu minimieren. Das Konzept des Elementes besteht darin, die hohen mechanischen Beanspruchungen, welche vom Balkon durch die Isolationsschicht in das Gebäude geleitet werden müssen, mit thermisch und mechanisch hochwertigen Faserverbundwerkstoffen zu übertragen.

Vom mechanischen Standpunkt aus gesehen, sind solche Werkstoffe in dieser Form im Bauwesen noch kaum eingesetzt worden, weshalb eine vertiefte Untersuchung durchgeführt wurde. Es wurden zuerst Komponentenversuche der einzelnen Tragelemente durchgeführt. Die einzelnen Elemente zeigen kurzzeitig ein sehr befriedigendes Verhalten. Zudem wurden mehrere Bauteilversuche durchgeführt. Dabei wurden Ausschnitte aus einem Balkon hergestellt, belastet und über längere Zeit beobachtet. Bei den Untersuchungen wurde festgestellt, dass im Bereich der Druckkraftübertragung in die Betonplatten sehr hohe Spannungen auftreten und in Zukunft eine Modifikation des Elementes vorgenommen werden muss.

Vom thermischen Standpunkt gesehen stellt das Prüfobjekt eine deutliche Verbesserung gegenüber Betonplatten ohne thermische Unterbrechung dar. Im Vergleich mit anderen thermisch unterbrochenen Systemen mit **gleicher Tragfähigkeit** sind die thermischen Eigenschaften als ähnlich bis leicht besser zu betrachten [16]. Dies ist auch einsichtig, da eine dicke Dämmstoffschicht mit einem Widerstandswert von $2.5 \text{ m}^2\text{K/W}$ teilweise durch eine dünneren aber effizientere Dämmung mit einem Widerstandswert von $1.9 \text{ m}^2\text{K/W}$ ersetzt wurde. Hinzu kommt noch punktuell der erhöhte Widerstand des GFK gegenüber Stahl.

Aus den gewonnenen Resultaten von den mechanischen als auch von den thermischen Versuchen, kann ausgesagt werden, dass das Element weiterer Optimierung bedarf. Es zeigt sich aber, dass die eingeschlagenen, bis zum Projektende noch nicht abschliessend behandelten Lösungsansätze, sehr vielversprechend sind. Durch eine konsequente Weiterentwicklung der in diesem Projekt gewonnenen Erkenntnisse, ist die Entwicklung eines Balkonanschlusselementes, welches sich von der Konkurrenz in thermischer Hinsicht deutlich abhebt, bei besserer Tragfähigkeit und ähnlichen Kosten, in greifbarer Nähe.

Summary / conclusions

In this project, the static and thermal characteristics of the balcony connection element TTE (load carrying thermo-element) of the Hitek Construction Company AG were investigated. The TTE is an innovative element, which minimises thermal bridges that still exist in the vicinity of balcony connections. The concept of the element relies of the ability of fibre reinforced composites with superior thermal and mechanical characteristics to transfer the high mechanical loads from the balcony, through the layer of insulation, to the building.

From a mechanical point-of-view, only very limited use of fibre reinforced composites has been seen for this type of construction application, therefore necessitating a detailed investigation of the element. In a first step, component tests of the individual load carrying elements were carried out, in which the elements showed an entirely satisfactory short-term behaviour. Furthermore, several assembly tests were carried out whereby parts of the balcony were reproduced, loaded and observed over longer-term. During the investigations it was seen that very high stresses occur in compression zone of the concrete deck and that the element must be modified in the future.

From a thermal point-of-view, the TTE element offers a considerable improvement as compared with concrete decks without a thermal discontinuity. The thermal properties of the TTE element can be considered similar to or slightly better than other thermally discontinuous systems with the same load carrying capacity [16]. This is understandable, since a thicker insulating layer with a thermal resistance of $2.5 \text{ m}^2\text{K/W}$ was partially replaced through a thinner, yet more efficient insulation with a thermal resistance of $1.9 \text{ m}^2\text{K/W}$. In addition to this is the increased thermal resistance of the GFRP as compared with steel.

The results obtained from the mechanical and thermal tests point to the need for further optimisation of the TTE element. It has been seen, however, that the selected solution approaches, which have not yet been treated fully are very promising. The development of a balcony connection element, with a

higher load carrying capacity and similar costs, that is considerably better than competing products in terms of its thermal properties is within reach through the further development of the findings obtained in this project.

1. Ausgangslage

Bauherren wünschen oft, dass die Balkone an ihren äusseren Ecken nicht abgestützt werden, da diese Stützen die Sicht beeinträchtigen. Der Balkon muss somit als so genannter Kragarm direkt an die Fassade angeschlossen werden. Dies bedingt, dass die aus dem Eigengewicht, der Auf- und der Nutzlast des Balkons resultierenden Querkräfte und Biegemomente in die Gebäudehülle geleitet werden müssen.

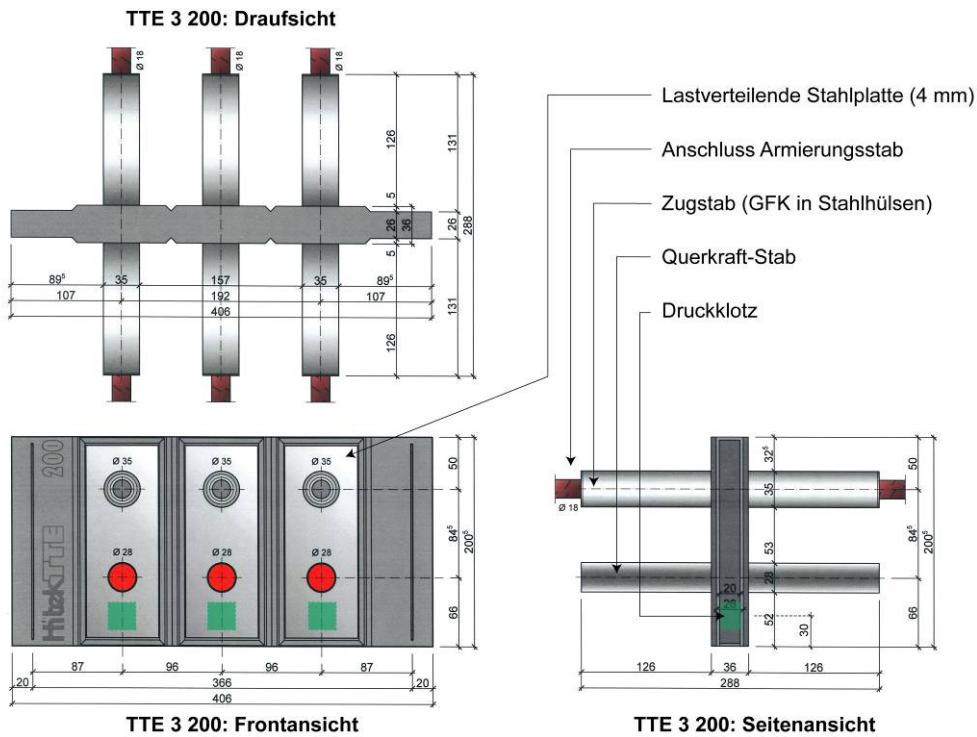
Früher wurden die Deckenplatten der Gebäude einfach nach aussen verlängert. Dadurch war das statische Problem zwar gelöst, jedoch entstanden dadurch Wärmebrücken, was neben einem erhöhten Energieverbrauch auch zu Feuchtigkeitsproblemen führte. Um diese Probleme zu lösen wurden Balkonanschlusselemente entwickelt, welche die Isolationshülle des Gebäudes nur noch punktuell durchstossen. Solche Elemente bestehen im Wesentlichen aus einem Isolationsmaterial und einiger weniger Armierungsstäbe. Typischerweise sind dies drei Stäbe (Zug-, Druck- und Querkraft), die circa alle Dezimeter angeordnet sind. Um den Wärmedurchgang weiter zu minimieren, werden diese Stäbe oft aus Edelstahl hergestellt.

Zu Beginn dieses Projektes kamen weitere Lösungen auf den Markt, in welchen die Druckkraft über glasfaserverstärkte Kunststoffprofile (GFK) übertragen wird. Der Wärmedurchgang konnte weiter reduziert werden. Die Firma Hitek Construction AG in Gstaad hat sich zum Ziel gesetzt, ein Balkonanschlusselement zu entwickeln, welches den Wärmedurchgang weiter reduziert. Der Ansatz der patentierte Lösung von Hitek ist, alle zu übertragenden Kräfte ausschliesslich über GFK Profile zu leiten. Zudem setzt Hitek als Wärmedämmung sogenannte Vakuum-Isolations-Panelen (VIP) ein. Dadurch kann die Dicke der Wärmedämmung stark reduziert werden, was sich positiv auf die Statik auswirkt. Hitek ist mit ihrem System TTE in Form eines Prototypen an die Empa gelangt, um dies zu untersuchen.

Das TTE besteht aus einer 26 – 36 mm dicken PVC Hülle, welche die VIP enthält und schützt. Dies entspricht der Wärmedämmung. Im Falle des in Figur 1 abgebildeten TTE 3 200, besteht das Element aus drei sogenannten Trageeinheiten. Eine dieser Trageeinheit besteht aus vier Teilen, welchen je eine statische Funktion zugewiesen werden kann:

- **Zugstab:**
Dieser übernimmt die aus der Biegemomentbeanspruchung resultierende Zugkraft. Es handelt sich um einen GFK-Gewindestab, welcher in zwei hochfeste Stahlhülsen eingegossen ist. Dadurch ist der GFK-Stab vom alkalischen Milieu des Betons geschützt. An den Enden der Stahlhülsen sind Gewinde zur Schraubbefestigung der angeschlossenen Armierungseisen angeordnet.
- **Querkraftstab:**
Dieser dient zur Übertragung der Querkraft. Es handelt sich hierbei um den gleichen GFK-Gewindestab wie in der Zugzone. Dieser Stab wird mit einer dünnen Stahlhülse ummantelt.
- **Druckklotz:**
Überträgt die aus dem Biegemoment resultierende Druckkraft von der Balkon- in die Deckenplatte. Dieser GFK-Klotz befindet sich in der PVC Hülle zwischen den beiden Stahlplatten.
- **Stahlplatten:**
Ein hochwertiger, rostfreier Stahl von 4 mm Dicke. Diese Platte dient zur Verteilung der Querkraft auf beide GFK-Stäbe als auch zur Verteilung der Druckspannungen des Druckklotzes.

Durch das verwendete hoch isolierende VIP kann die Konstruktion im Vergleich zu anderen Produkten sehr dünn gehalten werden. Daraus resultieren kleinere statische Beanspruchungen.



Figur 1: Skizzen des Termo-Trag-Elementes (TTE) welches untersucht worden ist.

2. Ziel der Arbeit

2.1 Mechanik

Das übergeordnete Ziel dieser Untersuchungen ist das Sicherstellen der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit des TTE. Zudem, falls dies erforderlich ist, soll Optimierungspotenzial aufgezeigt werden.

2.2 Thermisch

Das Ziel in thermischer Sicht ist die Reduzierung des konstruktiv bedingten zusätzlichen Wärmeverlustes. Dieser Wärmeverlust entsteht, da die wärmegedämmte Gebäudehülle durch die Balkonplatte durchbrochen wird und dadurch unvermeidbare Wärmebrücken entstehen.

3. Lösungsweg

3.1 Mechanik

Das Eigengewicht des anzuschliessenden Balkons, die Auflast und die zulässige Nutzlast verursachen Biegemomente und Querkräfte, welche durch das TTE in die Tragstruktur des Gebäudes geleitet werden müssen. Für die erforderliche Tragsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit des TTE sind die mechanischen Eigenschaften, Festigkeiten und elastische Parameter relevant. Durch die Kenntnis der Festigkeit der einzelnen Komponenten kann die maximale Traglast des TTE abgeschätzt werden. Womit auch die zulässige Belastung des Balkons bekannt ist. Die Gebrauchstauglichkeit, im Wesentlichen beschrieben durch die zulässigen Verformungen, ist massgeblich von den elastischen Eigenschaften und der Geometrie des Anschlussselementes abhängig.

Die mechanischen Eigenschaften der GFK-Elemente Gewindestab und Druckklotz wurden untersucht. Dabei wurden von den Gewindestäben die Festigkeit axial, die Querkraftfestigkeit als auch der Elastizitätsmodul und der Schubmodul bestimmt. Bei den GFK-Druckklotzen wurden der Elastizitätsmodul und die entsprechende Festigkeit ermittelt.

In einem nächsten Schritt wurden die Eigenschaften des Systems Stahlhülse – GFK-Gewindestab – Stahlhülse untersucht. Dies ist das Element, welches in der Realität belastet wird. Dabei wurde unter anderem auch das Normalkraft-Querkraft-Interaktionsdiagramm dieses Systems ermittelt. Die Normalkraft-Querkraft-Interaktion ist massgebend für die Tragsicherheit, da das System unter kombinierter Belastung steht. Um zu zeigen, dass bei maximaler Belastung die Armierungseisen als erstes ins

Fliessen kommen und damit ein erwünschtes duktiles Verhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht wird, wurde das System mit den angeschlossenen Armierungseisen untersucht.

Ziel dieser Komponentenuntersuchungen ist es, die Grundlagen für ein statisches Bemessungsmodell des TTE zu schaffen. Dieses Modell dient bei der Dimensionierung von TTE - Balkonanschlüssen als Grundlage.

In einer weiteren Untersuchungsphase wurden so genannte Bauteilversuche durchgeführt. Dabei wurden Ausschnitte aus einem Balkon-TTE-Decken-System hergestellt. Ziel war, das Verhalten des TTE in der eingebauten Situation zu untersuchen. Dazu wurde der eine Teil dieses Systems, welcher der Decke entsprach, aufgelagert und der andere Teil, welcher dem Balkon entsprach, belastet. Es wurden Bruchversuche und Dauerbelastungsversuche durchgeführt. Im Bruchversuch kann das oben erwähnte Modell verifiziert werden. Die Dauerbelastungsversuche dienen dem Aufzeigen des Langzeitverhaltens des Systems.

GFK-Elemente weisen gegenüber konventionellen Baumaterialien ein unterschiedliches Langzeitverhalten auf. Deshalb muss neben dem statischen Bemessungsmodell auch ein Bemessungskonzept erarbeitet werden. Dies ist notwendig, da durch den Einsatz der GFK-Elemente Langzeiteffekte berücksichtigt werden müssen, welche deutliche höhere Materialsicherheitsbeiwerte bedingen als dies bei konventionellen Baumaterialien üblich ist.

3.2 Thermisch

Ein Prüfobjekt, aufgebaut als ein realistischer Ausschnitt eines Balkons, wird in einem geregelten Heizkasten untersucht. Dabei wird an kritischen Stellen die Temperatur gemessen und der Wärmedurchgang bestimmt. Neben dem Experiment wird ein Simulationsmodell erstellt, welches das Experiment nachbildet. Mit Hilfe der gemessenen Daten wird das Simulationsmodell kalibriert.

4. Ergebnisse

4.1 Mechanik

4.1.1 Komponentenversuche

Zugversuche an GFK-Gewindestäben

Unter Zugmodul wird der Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung verstanden. Der Wert wurden nach der DIN EN ISO 527-4 bestimmt. Die GFK-Gewindestäbe wurden entsprechend ihrer Verwendung im TTE als kraftschlüssige Verbindung zwischen Stahlhülse und GFK-Gewindestab geprüft. Der Zugmodul wird aus dem Quotienten der Differenz der Spannungen und der Differenz der Dehnungen bei $\varepsilon = 0.25\%$ und $\varepsilon = 0.05\%$ berechnet. Die Dehnungen wurden auf einer Länge von 200 mm ermittelt (Figur 2). Die statische Bestimmung des Zugmoduls ist vom bezogenen Spannungsquerschnitt abhängig. Dies entspricht der Querschnittsfläche, in der die Glasfasern angeordnet sind, welche zur Bestimmung der Festigkeit und Steifigkeit massgebend sind. Dieser Spannungsquerschnitt wird vom Hersteller als 346 mm^2 angegeben. Dies entspricht einem Durchmesser von 21 mm. Die Proben wurden an den Stahlmuffen, die kraftschlüssig durch eine Injektion mit Epoxidharz mit dem Gewindestab verbunden worden sind, in die Zugprüfmaschine eingespannt. Der verbleibende Hohlräum in der Stahlhülse, der zum Einbringen des anschliessenden Bewehrungsstahles dient, wurde vor den Tests mit einem Bewehrungsstab formschlüssig ausgefüllt, um den Widerstand beim Einspannen der Hülsen gegenüber den Backen zu erhöhen. Als Prüfmaschine wurde die „Instron 1251“ der Abt. 117 der Empa Dübendorf verwendet (siehe Figur 3).



Figur 2: Dehnungsmessung an der Gewindestange.



Figur 3: Zugversuch an einer Gewindestange.

Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls in Längsrichtung (Zugmodul) wurden drei Proben (Z1 – Z3) der Länge 750 mm verwendet. In Tabelle 1 sind die bestimmten Zugmodule des GFK-Gewindestabes aufgelistet. Die während dem Versuch aufgezeichneten Spannungs-Dehnungs-Diagramme sind linear elastisch.

Probe	Spannung σ^H [MPa]	Spannung σ^I [MPa]	Dehnung ε^H [%]	Dehnung ε^I [%]	Zugmodul [MPa]	Zugmodul Mittelwert / Standardabweichung [MPa]
Z1	153.31	29.91	0.25	0.05	61701	
Z2	166.58	36.75	0.25	0.05	64914	
Z3	151.43	27.57	0.25	0.05	61930	62848 +/- 1793

Tabelle 1: Zugmodul des GFK-Gewindestabes.

Mit fünf dieser GFK-Gewindestäbe wurden Bruchversuche durchgeführt. Zusätzlich zu den Proben Z1 – Z3 wurden zwei Proben der Länge 1000 mm (Z4L und Z5L) untersucht. Die Dehnungen wurden während dieser Versuche nicht gemessen.

Probe	Bruchkraft [kN]	Spannung [N/mm ²]	Versagensart
Z1	219.0	632.9	Delamination des Stabes, teilweise Auszug aus der Hülse
Z2	258.0	745.7	Kopfbruch in der Hülse ca. 2 cm vom Hülsenrand entfernt
Z3	300.64	868.9	Einschnüren und Abriss der Stahlhülse
Z4L	333.03	962.5	Delamination des Stabes, teilweise Auszug aus der Hülse
Z5L	323.63	935.3	Kopfbruch in der Hülse

Tabelle 2: Bruchkräfte der GFK-Gewindestäbe.

In Tabelle 2 sind die gemessenen Bruchkräfte aufgelistet. Die Spannungen wurden berechnet bezogen auf einen Spannungsquerschnitt des Stabes von 346 mm². Drei der fünf Probekörper sind in der Stahlhülse gebrochen und sagen somit nichts über die Tragfähigkeit des GFK-Stabes aus. Vergleicht man die Bruchspannungen der im GFK gebrochenen Proben mit den Herstellerangaben von 1000 N/mm², liegen die hier ermittelten Werte teilweise deutlich tiefer. Vieles deutet darauf hin, dass

die Einspann- und Geometrieverhältnisse eine entscheidende Rolle auf die Bruchfestigkeit haben. Daraus muss gefolgert werden, dass die Bruchkräfte nur zuverlässig an dem wirklich eingebauten System bestimmt werden können und die in Tabelle 2 aufgelisteten Werte mit Vorsicht zu behandeln sind.

Schubversuche an den Gewindestangen

Der Gewindestab wurde bezüglich Querkraft, Schubfestigkeit und Schubmodul untersucht. Da im realen System keine reine Querkraftbeanspruchung vorliegt, wurde im Versuch eine Situation analog des eingebauten Zustands getestet (siehe Figur 3). Zwischen den Krafteinleitungsstellen wurde daher ein Abstand von 20 mm gewählt. Dadurch entsteht neben der Schubbeanspruchung zusätzlich eine Biegebeanspruchung.

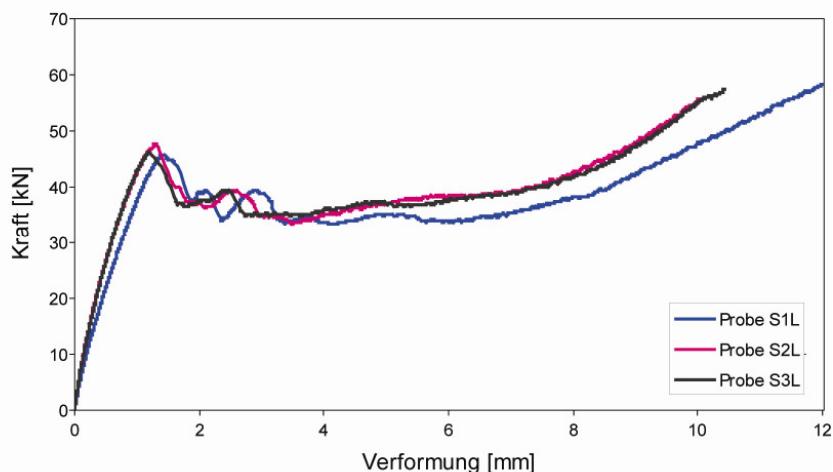


Figur 4: Aufbau für die Bestimmung der Schubfestigkeit.



Figur 5: Verformter Gewindestab während der Schubfestigkeitsuntersuchung..

Es wurden drei Gewindestäbe (S1 – S3) untersucht. Gemessen wurden die Kraft und die Verformung des vertikal verschieblichen Mittelstückes. Durch den symmetrischen Aufbau und die daraus resultierenden zwei beanspruchten Stabstücke, entspricht die gemessene Kraft der doppelten Beanspruchung der Stäbe. Durch die Anordnung der zwei axial nicht verschieblichen Widerlager, entspricht der Aufbau nicht vollständig der Realität. Im Falle des Balkons wären diese Lager axial verschieblich. Solange die Verformungen klein bleiben spielt dies eine untergeordnete Rolle. Bei grösseren Verformungen helfen die Glasfasern (dann auf Zug beansprucht) mit zu tragen, woraus eine grössere Kraftübertragung resultiert.



Figur 6: Querkraft-Verformungsverlauf für die Gewindestäbe. Die aufgetragene Kraft entspricht der totalen Kraft.

Die Versuche wurden weggesteuert gefahren. In Figur 6 sind die Kraft-Verformungsdiagramme dargestellt. Nach erreichen eines Querkraftwertes von etwas über 22 kN pro Stab, nahmen die gemessenen Kräfte ab und die Verformung stark zu. Erst bei grossen Verformungen, als die Glasfasern gemäss obigen Beschreibs auf Zug belastet wurden, stiegen die Kräfte wieder an.

In Tabelle 3 sind die gemessenen Bruchkräfte und die zugehörigen Verformungen aufgelistet. Der Vergleich mit den Herstellerangaben (Bruchlast in einem Abscherversuch mit 160 kN bestimmt) zeigt deutlich, dass im hier durchgeführten Versuch nicht nur Schubspannungen eine Rolle spielen, sondern weitere Einflüsse, wie zum Beispiel der Einfluss der zusätzlichen Biegemoment-Beanspruchung und der dreidimensionale Spannungszustand in diesen kurzen Stäben eine wesentliche Rolle spielen.

Probe	Maximale Kraft Q [kN] (pro Querschnitt)	Verformung [mm]
S1L	22.9	1.41
S2L	24.0	1.42
S3L	23.1	1.19

Tabelle 3: Ermittelte Bruchkräfte im Querkraftversuch und entsprechende Verformungen.

Vergleich der mechanischen Kennwerte

Für eine Validierung der Werkstoffparameter (Zug- und Schubmodul des GFK-Gewindestabes) wurden diese ebenfalls basierend auf einem Veraschungstest und mit Hilfe der modalen Analyse bestimmt. Die Proben wurden derselben Charge, aus denen die Proben für die Bestimmung der Schubfestigkeit stammen, entnommen.

Im Veraschungstest wird der nach dem Brennvorgang zurückgebliebene Anteil der Glasfasern ermittelt. Für den GFK-Gewindestab betrug der Glasgehalt $\Phi_M = 82\%$ der gesamten Masse. Der Elastizitätsmodul E_1 parallel zur Faser (Zugmodul) wird nach L.C. Bank [1] entsprechend des Fasergehaltes (bezogen auf das Volumen Φ_V) anteilig aus dem Elastizitätsmodul der Matrix (Epoxidharz: $E_M = 3'500$ MPa für den GFK-Stab) und den der Fasern (E-Glass: $E_F = 73'000$ MPa) bestimmt:

$$E_1 = \Phi_V E_F + (1 - \Phi_V) E_M \quad (1)$$

Der Schubmodul kann empirisch nach A. Puck [2] bestimmt werden

$$G_{12} = G_M \frac{(1 + 0.60 * \Phi_V^{0.5})}{\Phi_V G_M / G_F + (1 - \Phi_V)^{1.25}} \quad (2)$$

Der Schubmodul der Kunststoffmatrix G_M und der der Glasfasern G_F kann durch

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3)$$

bestimmt werden. Wobei für die Matrix eine Poissonzahl $\nu = 0.35$ und für die Glasfaser von $\nu = 0.22$ angenommen wurde. Für die GFK-Gewindestangen erhält man die folgenden Werte:

Elastizitätsmodul: $E = 50'483$ MPa

Schubmodul: $G = 6'941$ MPa

Dem Vergleich mit den experimentell bestimmten Werten ist insofern mit Vorsicht zu begegnen, da in dieser Berechnung nicht nur der effektive Spannungsquerschnitt berücksichtigt wurde, sondern die äusseren Schichten mit dem Gewinde mit eingerechnet wurden.

Die Bestimmung des Biege- und Schubmoduls mit Hilfe der Modalen Analyse ist im Anhang 1 detailliert beschrieben. Der Versuch wurde an einem aus dem GFK-Gewindestab gefrästen Rechteckprofil der Masse $18.4 \times 1.15 \times 1.60$ cm³ durchgeführt. Mit Hilfe der Modalen Analyse konnten die folgenden elastischen Eigenschaften bestimmt werden:

Elastizitätsmodul: $E = 62'700$ MPa

Schubmodul: $G = 11'900$ MPa

Der hier gemessene Elastizitätsmodul stimmt sehr gut mit dem im Zugversuch bestimmten Wert überein.

Untersuchung der Druckklötzte

Die Übertragung der Kräfte in der Druckzone des TTE erfolgt über einen GFK-Druckklotz. Dieser hat die Abmessungen $26 \times 26 \times 20 \text{ mm}^3$. Die Fasern sind parallel zur Druckkraft und entlang der kurzen Seite des Klotzes angeordnet. Parallel zur Faser sind deutlich höhere Bruchspannungen zu erwarten als senkrecht zur Faser.

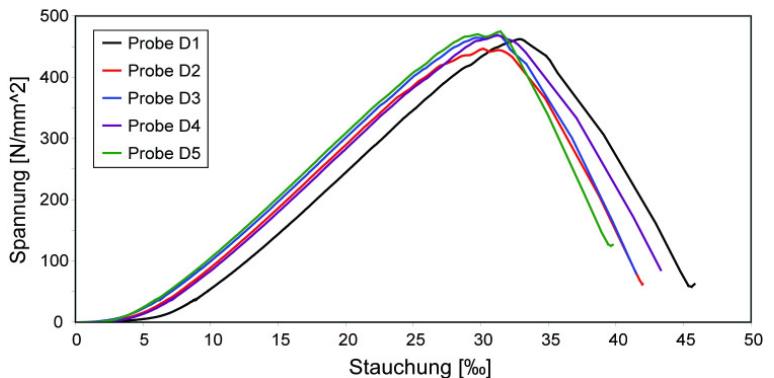
Probe	Bruchkraft [kN]	Bruchspannung [N/mm ²]
D1	312.4	462.1
D2	301.8	446.4
D3	316.9	468.8
D4	312.8	462.7
D5	316.4	468.0
Mittelwert	312.1	461.6

Tabelle 4: Bruchkräfte und Bruchspannungen der GFK-Druckklötzte

Es wurden fünf Proben (D1 - D5) in der Prüfmaschine Zwick Z010 untersucht. Neben den Kräften wurde auch die Verformung gemessen, was die Ermittlung eines Elastizitätsmoduls parallel zur Faser erlaubt. Im Mittel belief sich dieser auf $E = 19'400 \text{ MPa}$. In Tabelle 4 sind die gemessenen Bruchkräfte und die daraus berechneten Bruchspannungen aufgelistet.



Figur 7: GFK-Druckklotz D1 nach der Belastung



Figur 8: Aufgezeichnete Last-Verformungsdiagramme der untersuchten Druckklötzte.

In Figur 7 ist der Druckklotz D1 nach der Belastung dargestellt. Ein leichtes seitliches Ausweichen der Längsfasern ist ersichtlich, welches im hohen Lastbereich (siehe Figur 8), kurz vor der Versagenslast zu einer überproportionalen Zunahme der Verformung führt. Der nichtlineare Teil im unteren Lastbereich kommt daher, dass aufgrund der engen Platzverhältnisse die Verformungen der Auflagerplatten der Presse gemessen wurden und zu Beginn des Versuchens noch leichter Schlupf zwischen Platte und Druckklotz vorhanden war.

Neben der Druckbeanspruchung in Faserrichtung wurden auch Versuche gefahren mit Druck senkrecht zu den Fasern. Die gemessenen Bruchspannungen lagen um einen Faktor drei tiefer (Bruchspannung $130 - 140 \text{ N/mm}^2$) als bei den oben untersuchten Proben.

4.1.2 Untersuchung des Systems Stahlhülse / GFK Stab / Stahlhülse

Reiner Zugversuch mit Anschlussarmierung

Bei der Bemessung des TTE wird von der Annahme ausgegangen, dass bei der Verbindung Bewehrungsstab – Stahlmuffe - GFK-Profil die Stahlbewehrung als erstes Glied versagt. Dazu wurden Zugversuche an diesen Systemen durchgeführt. In den hier vorliegenden Versuchsreihen (die Proben wurden von der HITEK Construction AG geliefert) wurden die Durchmesser der anschliessenden Bewehrungsstäbe 16, 18 und 20 mm variiert (Figur 9).



Figur 9: Eingespannte Zugprobe.



Figur 10: Bruchbilder der Prüfkörper nach dem Zugtest.

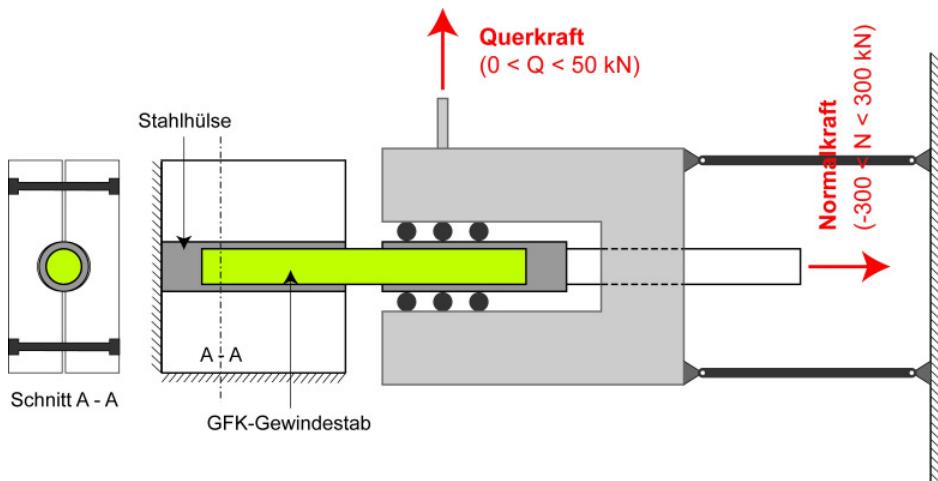
Bei allen sechs untersuchten Proben trat Fliessen und anschliessend der Bruch im Bewehrungsstab auf (siehe Figur 10). Das heisst für kurzfristiges Verhalten ist die eingangs gestellt Anforderung erfüllt. Die Bruchlasten und –spannungen der einzelnen Proben könnten der Tabelle 5 entnommen werden. Die Spannungen im GFK-Gewindestab sind auf einen Spannungsquerschnitt mit Durchmesser 21 mm bezogen.

Probe	Durchmesser [mm]	Bruchlast [kN]	Stahlspannung [N/mm ²]	GFK-Spannung [N/mm ²]
16-P1	16	124.61	620.1	359.8
16-P2	16	126.27	628.3	364.6
Mittelwert		125.44	624.2	362.2
18-P1	18	156.33	614.6	451.4
18-P2	18	157.87	620.7	455.9
Mittelwert		157.10	617.7	453.7
20-P1	20	196.00	624.2	566.0
20-P2	20	184.52	587.6	532.8
Mittelwert		190.26	605.9	549.4

Tabelle 5: Bruchlasten und resultierende Spannungen im Bewehrungsstab und im GFK-Gewindestab.

Normal- Querkraft Interaktion

Der obere Zugstab (Armierungsstab – Stahlhülse – GFK-Gewindestab – Stahlhülse - Armierungsstab) des TTE wird in der eingebauten Situation mit Zug- und Querkräften belastet. Um für diese kombinierten Belastungen die Bruchkräfte zu ermitteln wurde eine Prüfvorrichtung konstruiert, die es erlaubt die Stahl-GFK-Elemente auf Normal- und Querkraft simultan zu belasten (siehe Figur 11).

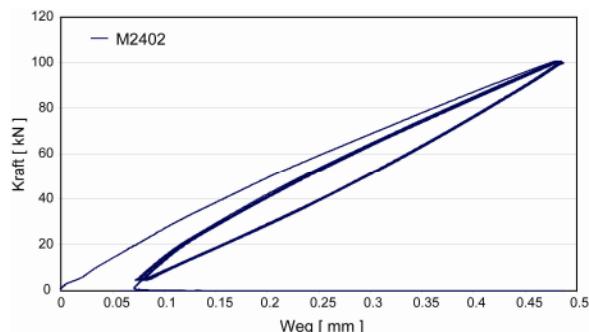


Figur 11: Skizze des Versuchsaufbaus zur kombinierten Beanspruchung des GFK-Gewindestabes.

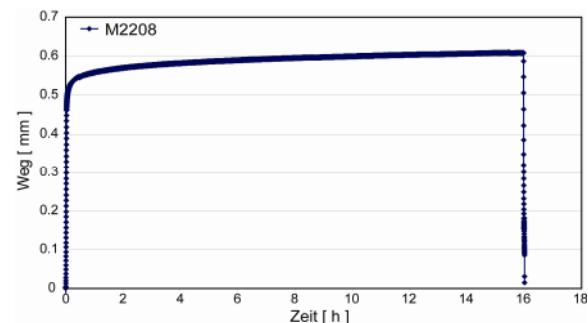
Bei der Konstruktion dieses Aufbaus wurde darauf geachtet, dass die Beanspruchung so nahe wie möglich der wirklichen Beanspruchung entspricht. Dazu wurde die eine Seite des Elementes (siehe Skizze der Figur 11) zwischen zwei Stahlplatten eingespannt. Die andere Seite, welche der Balkenseite entsprechen sollte, wird axial und quer gezogen. Da im eingebauten Zustand die Rotation dieses rechten Teiles sehr klein ist, wurde sie auch im Versuchsaufbau unterdrückt. Damit bleiben die zwei Stahlhülsen während der Beanspruchung jeweils parallel. Die Kräfte werden mit hydraulischen Pressen aufgebracht und mit Kraftmessdosen gemessen. Aufgrund des gedrungenen Aufbaues können die Verformungen nur gemessen werden, wenn nur eine Kraft aktiviert ist.

In einer ersten Phase wurden reine Zugversuche durchgeführt. Es zeigte sich jedoch, dass der Bruch nicht wie geplant im GFK-Gewindestab eintritt, sondern dass die Stahlhülse vorgängig versagt. Um dies zu umgehen, wurde die Stahlhülse verstärkt. Die Verstärkung erfolgte indem ein Feingewinde auf die Stahlhülse gedreht wurde. Darauf wurden hochfeste Stahlhülsen mit 4 mm Wandstärke und passendem Innengewinde geschraubt. Da der Versuchsaufbau noch nicht vollständig angepasst werden konnte, fehlen breite Testreihen noch. Im Folgenden werden die bis zum heutigen Zeitpunkt erreichten Ergebnisse präsentiert.

Es wurden 4 reine Zugversuche durchgeführt. Zwei der Proben wurden vor dem Bruchversuch zyklisch fünfmal auf 100 kN belastet und wieder entlastet, bevor diese zu Bruch gefahren wurden. Eine Probe wurde während 16 Stunden mit 100 kN belastet und die Kriechverformungen beobachtet.



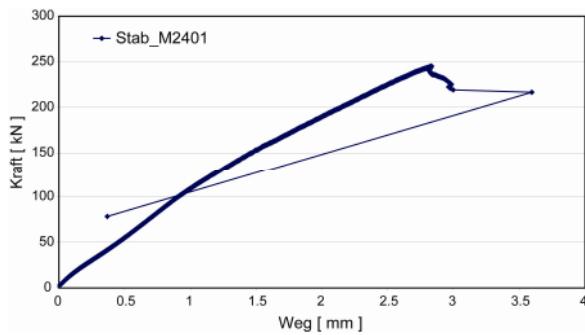
Figur 12: Zyklische Belastungsversuche am GFK-Gewindestab.



Figur 13: Kriechversuche am GFK-Gewindestab.

In Figur 12 kann beobachtet werden, dass nach dem ersten Belastungs-Entlastungszyklus die grössten bleibenden Verformungen entstehen. Bei den nächsten Zyklen nehmen diese stark ab. Die bleibenden Verformungen bewegen sich im Bereich von 0.1 mm. Bei einem durchgeföhrten Versuch sind jedoch bleibende Verformungen von 2 mm festgestellt worden. Dies ist vermutlich auf einen Schlupf infolge mangelnden Verbund GFK-Stahl zurückzuföhren, dessen Ursache auf eine Produktionsunge nauigkeit zurückgeführt werden kann.

Der in Figur 13 dargestellte Kriechversuch zeigt, dass die Kriechverformungen bei einer Normalkraft von 100 kN über 16 Stunden 0.1 mm betragen. Die Beobachtung über die Zeit zeigt einen typischen exponentiellen Verlauf.



Figur 14: Last-Verformungsdiagramm aufgezeichnet in einem weggesteuerten Bruchversuch.



Figur 15: Typisches Bruchbild eines GFK-Gewindestabes nach einem Zugversuch.

Die Bruchversuche wurden alle weggesteuert durchgeführt. Bei einer Kraft um 150 kN beginnen die ersten Glasfasern zu reißen, was deutlich hörbar war. Dies ist auch in der Figur 14 am etwas flacheren Anstieg zu erkennen. Das Versagen der Proben ist schlagartig. Ein typisches Bruchbild ist in Figur 15 abgebildet.

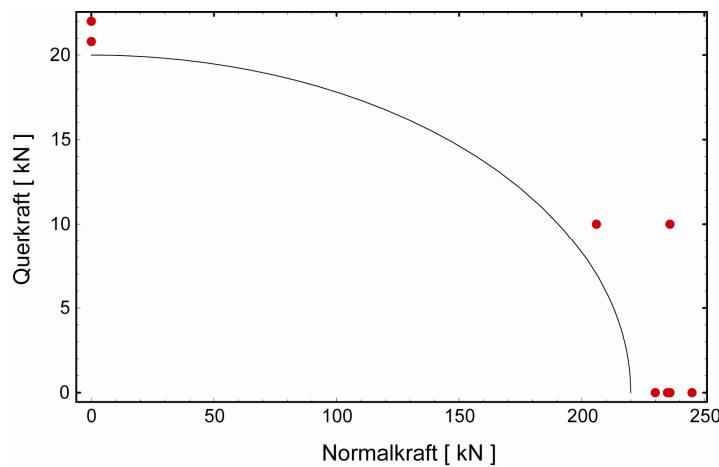
Probe	Bruchlast [kN]	GFK-Spannung [N/mm ²]	Max. Weg [mm]
M2207	236	681.5	2.3
M2207	230	664.2	1.6
M2401	245	707.5	2.5
M2402	235	678.6	1.8

Tabelle 6: Gemessene Bruchlasten der GFK-Gewindestäbe und zugehörige Verformungen.

In Tabelle 6 sind alle Bruchlasten, die daraus berechneten GFK-Spannungen und die zugehörigen Verformungen aufgelistet. Die Variation in der Kraft ist relativ klein, während die gemessenen maximalen Wege doch deutlich variieren.

Mit den beiden Proben M2203 und M2204 wurden reine Querkraftversuche durchgeführt. Die Schubbruchlast betrug 22.0 kN und 20.8 kN, während die gemessenen Verformungen 2.7 mm betrugen.

Die Proben M2205 und M2206 wurden zuerst auf ein Querkraftniveau von 10 kN belastet und anschliessend bis zum Bruch axial gezogen. Bruchlasten von 205.9 kN und 236.5 kN wurden gemessen.



Figur 16: Normal-Querkraft-Interaktionsdiagramm für den GFK-Gewindestab.

In Figur 16 sind diese Ergebnisse in einem Normal-Querkraft-Interaktionsdiagramm eingetragen. Die roten Punkte entsprechen den Messwerten und die schwarze Linie der Festigkeitsgrenze eines quadratischen Festigkeitskriteriums. Folgendes Kriterium wurde hier angewendet:

$$\left(\frac{N}{N_{krit}}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_{krit}}\right)^2 \leq 1$$

Wobei die kritischen Werte N_{krit} und Q_{krit} in weiteren Untersuchungen bestätigt werden müssen. Hier wurden sie als $N_{krit} = 220 \text{ kN}$ und $Q_{krit} = 20 \text{ kN}$ gesetzt.

4.1.3 Bauteiluntersuchungen

Bruchversuche an den Balkonen

Zu einem grossen Teil wurden die Eigenschaften von Einzelkomponenten der TTE bereits bestimmt. In den hier vorliegenden Versuchsreihen wurde das Tragverhalten der TTE untersucht, wenn sie in einem Prüfkörper einbetoniert waren. Damit soll das Zusammenwirken der einzelnen Komponenten der TTE untersucht werden.

Die Prüfkörper bestanden aus je zwei Stahlbetonplatten, die durch ein TTE, bestehend aus zwei Trageinheiten, biegesteif miteinander verbunden waren. Jede dieser Stahlbetonplatten hatte Abmessungen von $2300 \times 550 \times 200 \text{ mm}$. Ein Beispiel eines Armierungsplanes ist in Anhang A2 gegeben. Insgesamt wurden drei Prüfkörper untersucht: Auf deren zwei wird hier eingegangen, weitere Resultate können aus dem Empa Bericht 204'831 [3] entnommen werden.

- Prüfkörper 1 ($\varnothing 25 \text{ mm}$ GFK-Stäbe und $\varnothing 18 \text{ mm}$ der anschliessenden Bewehrungsstäbe).
- Prüfkörper 2 ($\varnothing 25 \text{ mm}$ GFK-Stäbe und $\varnothing 20 \text{ mm}$ der anschliessenden Bewehrungsstäbe).

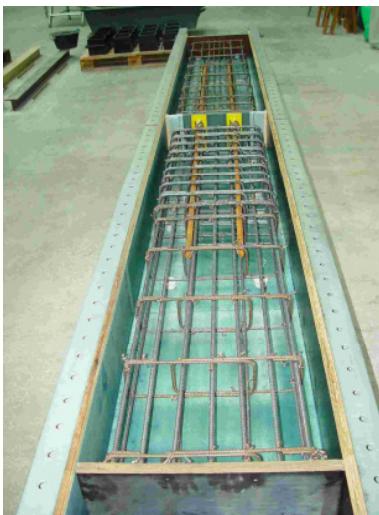
Beide Prüfkörper wurden in zwei Phasen belastet. In der ersten Phase wurde das maximale Biegemoment aufgebracht. In der zweiten Phase wurde das Biegemoment möglichst gering gehalten, aber die Querkraft maximiert. Für die Verformungsmessung wurde als Nulllage der Zustand unter Eigenlast angenommen.

Für die statische Analyse des TTE, wurde ein vereinfachtes Modell zugrunde gelegt. Die Querkraft und das Biegemomente, welche von der Balkonplatte über das TTE in die Decke abgegeben werden müssen, werden durch die drei statischen Elemente des TTE wie folgt übernommen:

- Die beiden Trageinheiten des TTE übernehmen je die gleichen Anteile der Beanspruchung.
- Das Biegemoment wird durch den oberen GFK-Zugstab und den Druckklotz aufgenommen, wobei der Hebelarm 0.12 m beträgt.
- Die Querkraft wird vom Beton auf den Querkraftdorn eingeleitet und anschliessend durch die äusserste Stahlplatte zu gleichen Teilen auf den Zugstab und den Querkraftdorn verteilt. Es ist durchaus denkbar, dass der Druckklotz über Reibung auch einen Teil dieser Querkraft überträgt, dies wird jedoch in dieser Modelldarstellung nicht berücksichtigt. Zudem wird angenommen, dass deckenseitig die Querkraft aus dem Querkraftdorn über das steife Stahlblech nach oben in den Zugstab geleitet wird, wodurch die gesamte Querkraft vom oberen Zugstab in die Betondecke eingeleitet wird.

TTE D18 mm: Prüfkörper 1

Ein Plan der Messstellen ist im Anhang A2 enthalten, zudem ist der Bewehrungsplan (siehe auch Figur 17) für den Prüfkörper 2 abgebildet. Am 13.4.2006 wurde der Prüfkörper TTE D18 mm betoniert. Die Würfeldruckfestigkeit betrug nach 19 Tagen (Tag des Tragfähigkeitsversuchs, 02.05.2006) 35.9 N/mm^2 . Das statisch bestimmte System der Deckenplatte entsprach einer zweifach gestützten, gelenkigen Lagerung (Figur 18). Die Balkonplatte war als Kragarm ausgebildet und mit dem TTE an der Deckenplatte verbunden.



Figur 17: Bewehrungskorb der Prüfkörper.



Figur 18: Statischer Belastungsversuch.

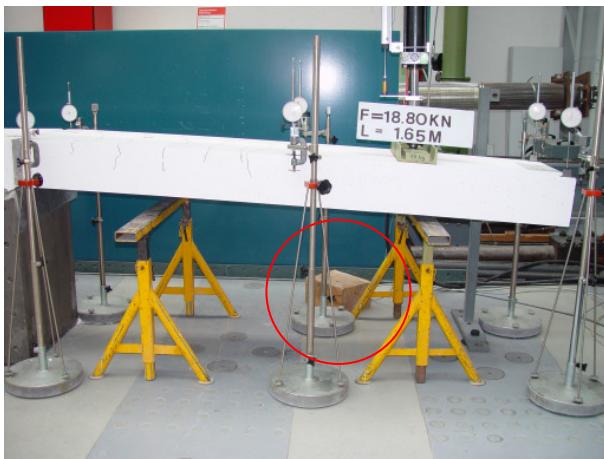
Durch das Eigengewicht der Kragplatte wurde das TTE mit einer Querkraft $Q_g = 6.2 \text{ kN}$ und einem Moment $M_g = 7.14 \text{ kNm}$ belastet. Die zusätzliche Belastung wurde mit Hilfe eines Pendelmanometers Log.-Nr. 60.100 und eines Druckzylinders Log.-Nr. 50.100 stufenweise entsprechend Tabelle 7 bis zum Bruch aufgebracht (Figur 19). Um die gewünschte Kombination Biegemoment – Querkraft zu erzeugen, wird der Druckzylinder jeweils in Richtung Balkon verschoben. Die Deformationen wurden mit mechanischen Messuhren gemessen.

Versuchslast [kN]	Hebelarm [m]	Resultierendes Moment [kNm]	Gesamt- Moment [kNm]	M1M2 [mm]	M3M4 [mm]	M5M6 [mm]	M7M8 [mm]
Eigenlast			7.14	0.00	0.00	0.00	0.00
9.26	0.56	5.2	12.3	-0.20	0.34	4.68	8.98
13.22	0.99	13.1	20.2	-0.53	0.78	13.16	25.76
15.21	1.17	17.8	24.9	-0.84	1.05	19.69	38.91
17.19	1.5	25.8	32.9	-2.12	1.62	37.04	74.50
19.17	1.5	28.8	35.9	-1.99	1.99	49.05	98.17
18.8	1.65	31.0	38.2	-2.16	2.19	58.59	118.33

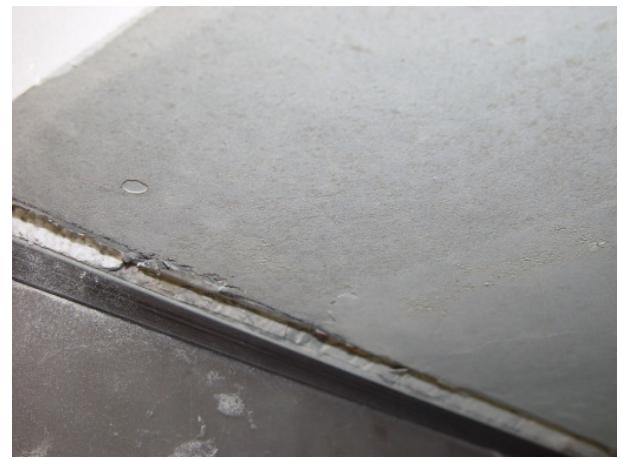
Tabelle 7: Aufgebrachte Laststufen, resultierende Beanspruchungen und gemessenen mittlere Verformungen des Probekörpers TTE D18.

Bei einer maximalen Versuchslast $Q_F = 18.82 \text{ kN}$ bei einem Hebelarm von $L = 1.65 \text{ m}$, was einem maximalen totalen Biegemoment von $M = 38.2 \text{ kNm}$ und einer totalen Querkraft von $Q = 25 \text{ kN}$ entsprach, wurde der Versuch abgebrochen. Die Zunahmen der Durchbiegungen und die andauernden Kriechverformungen waren **sehr** gross. In der Betondruckzone wurden Anrisse des Betons beobachtet (Figur 20). Abplatzungen traten keine auf.

Nach dem „Bruch“ durch ein gesamtes Moment $M = 38.2 \text{ kNm}$ wurde der Prüfkörper hinsichtlich seiner (Rest)-tragfähigkeit gegenüber der Einwirkung aus Querkräften untersucht. Die Lasteinleitung in den Probekörper wurde in einem Abstand zur Betonkante von $l = 0.25 \text{ m}$ gewählt. Bei einer maximalen Querkraft $Q = Q_F + Q_g = 125 + 6.2 = 131.2 \text{ kN}$ wurde der Versuch aufgrund der starken Schrägstellung der Versuchseinrichtung abgebrochen.



Figur 19: Laststellung mit maximalem Moment.



Figur 20: Anrisse in der Betondruckzone.

TTE D20 mm: Prüfkörper 2

Die Messstellen wurden analog des Messstellenplans für den Prüfkörper TTE D18 mm positioniert. Am 10.05.2006 wurde der Prüfkörper TTE D20 mm betoniert. Die Würfeldruckfestigkeit des Betons TTE D20 mm betrug nach 14 Tagen (Tag des Tragfähigkeitsversuch 24.05.2006) 36.9 N/mm^2 . Wie der Prüfkörper TTE D18 mm wurde auch der Prüfkörper TTE D20 mm durch das Eigengewicht der Kragplatte mit einer Querkraft $Q_g = 6.2 \text{ kN}$ und einem Moment $M_g = 7.14 \text{ kNm}$ belastet. Die zusätzliche Belastung wurde mit Hilfe eines Pendelmanometers Log.-Nr. 60.100 und eines Druckzylinders Log.-Nr. 50.100 stufenweise entsprechend Tabelle 8 bis zum Bruch aufgebracht.

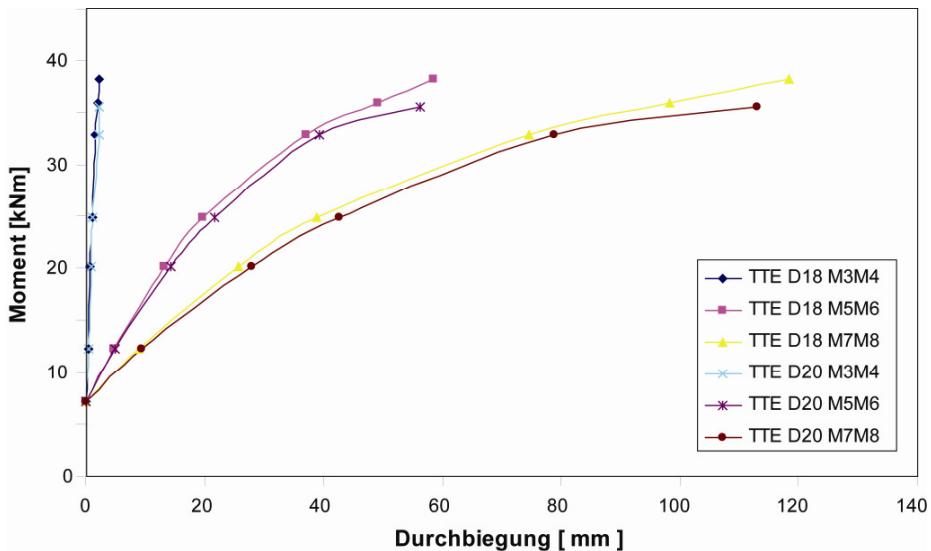
Versuchslast [kN]	Hebelarm [m]	Resultierendes Moment [kNm]	Gesamt-Moment [kNm]	M1M2 [mm]	M3M4 [mm]	M5M6 [mm]	M7M8 [mm]
Eigenlast			7.14	0.00	0.00	0.00	0.00
9.26	0.56	5.2	12.3	-0.17	0.35	4.83	9.37
13.22	0.99	13.1	20.2	-0.51	0.80	14.27	28.00
15.21	1.17	17.8	24.9	-0.75	1.11	21.61	42.62
17.19	1.5	25.8	32.9	-1.32	2.30	39.27	78.88
19	1.5	28.5	35.6	-1.53	2.31	56.36	113.07

Tabelle 8: Aufgebrachte Laststufen, resultierende Beanspruchungen und gemessenen mittlere Verformungen des Probekörpers TTE D20.

Nach dem „Bruch“ durch ein gesamtes Moment $M = 35.6 \text{ kNm}$ und einer Querkraft von $Q = 25.2 \text{ kN}$ wurde der Prüfkörper hinsichtlich seiner (Rest)-tragfähigkeit gegenüber der Einwirkung aus Querkräften geprüft. Bei einer maximalen Querkraft $Q = Q_F + Q_g = 105 + 6.2 = 111.2 \text{ kN}$ wurde der Versuch aufgrund der starken Schrägstellung der Versuchseinrichtung abgebrochen. In der Betondruckzone wurden keine starken Anrisse des Betons beobachtet ([4]).

Diskussion der Belastungsversuche

Bei beiden Probekörpern und bei beiden Belastungsphasen wurde kein schlagartiges Versagen festgestellt. Wie Figur 21 zeigt, weisen beide Prüfkörper unter steigender Momentenbeanspruchung ein immer weicher werdendes Verhalten auf. Das heisst, die Durchbiegungen nehmen überproportional mit der Belastung zu.



Figur 21: Aufgezeichnete Momenten - Durchbiegungsdiagramme für die Prüfkörper TTE D18 und D20.

Die in Figur 21 aufgezeichneten Durchbiegungen dürfen nicht direkt mit der reellen Situation verglichen werden. Das hier untersuchte statische System lässt Rotationen im Bereich des Auflagers neben dem TTE zu, während bei Gebäuden dort meist eine teilweise Einspannung durch Gebäudewände vorhanden ist.

Berechnet man mit Hilfe des oben angesprochenen einfachen Modells die Beanspruchungen in den einzelnen statisch wirksamen Elementen des TTE, so ergeben sich die in Tabelle 9 angegebenen Werte.

	Max. Querkraft [kN]	Max. Moment [kNm]	Normalkraft [kN]	Stahlspannung [N/mm ²]	Normalspannung Druckklotz [N/mm ²]	Normalspannung Betonoberfläche [N/mm ²]
TTE D18						
1. Phase	25.0	38.2	159.17	625.60	235.45	137.69
2. Phase	131.2	38.4	160.00	628.88	236.69	138.41
TTE D20						
1. Phase	25.2	35.6	148.33	583.02	219.43	128.32
2. Phase	111.2	33.4	139.17	546.99	205.87	120.39

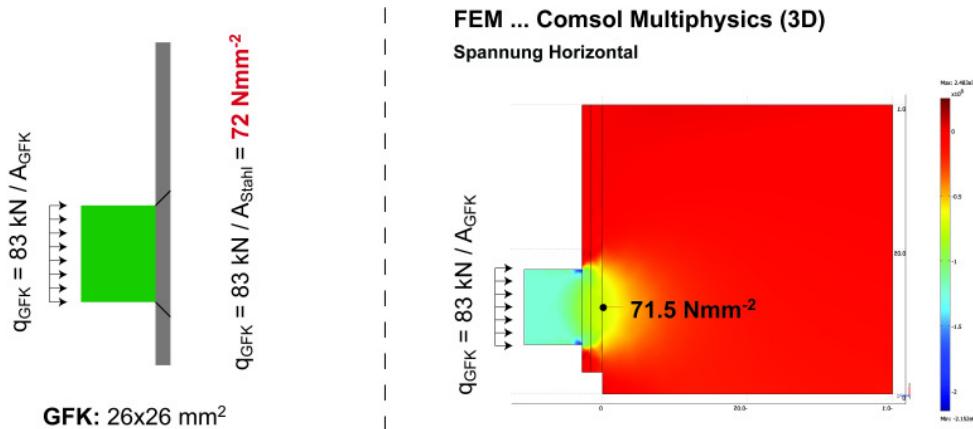
Tabelle 9: Resultierende maximale Beanspruchung der einzelnen Komponenten bei den Belastungsversuchen.

Die mechanischen Spannungen im GFK-Gewindestab als auch im GFK-Querkraftdorn wurden auf Grund des komplexen dreidimensionalen Spannungszustandes bewusst nicht versucht zu berechnen.

Berechnet man die Spannungen in den anschliessenden Bewehrungseisen erhält man für den Versuch mit dem TTE D18 Werte um 625 N/mm² und für den Versuch mit dem TTE D20 um 560 N/mm². Dabei wurde angenommen, dass über die Stahlhülse keine Last in den Beton abgetragen wird und somit die gesamte Last vom Bewehrungsstahl aufgenommen wird. Werden diese Werte mit den gemessenen Fliessspannungen der jeweiligen Stäbe [3] (D18 $f_{sy} = 513\text{N/mm}^2$ und D20 $f_{sy} = 578\text{N/mm}^2$) verglichen, stellt man fest, dass beim ersten Probekörper diese deutlich überschritten wurde, während beim zweiten Probekörper dieser Wert gerade so erreicht wurde. Trotz dem deutlichen Überschreiten der Fliessspannung im ersten Probekörper, kann im Momenten-Durchbiegungsdiagramm der Figur 21 dieser Punkt nicht eindeutig festgestellt werden.

Der GFK-Druckklotz (Tabelle 4) ist nur knapp zur Hälfte der zulässigen, kurzfristigen Spannungen ausgelastet. Die auftretenden Spannungen, welche auf der Betonoberfläche unter Bruchlast ankommen, sind mit bis zu 138 N/mm² sehr hoch. Bei der Berechnung der Spannungen im Beton wurde davon ausgegangen, dass sich diese im elastischen Fall im Stahlblech unter einem Winkel von 45°

ausbreiten. Diese wurde unter zu Hilfenahme einer linearen dreidimensionalen Finite Elementberechnung nachvollzogen.

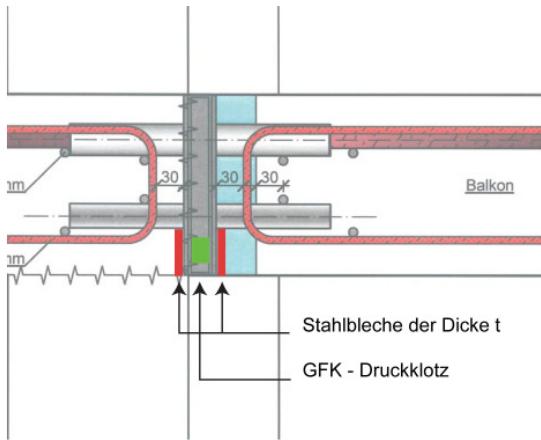


Figur 22: Lastausbreitung vom GFK-Druckklotz in der Stahlplatte. Links unter Annahme einer 45° Ausbreitung im Vergleich mit einer linearen FEM-Simulation (rechts).

Die im Versuch erreichten kurzzeitigen Betondruckspannungen liegen somit um einen Faktor 3.9 höher als die Würfeldruckfestigkeit. Bei solchen lokalen Beanspruchungen sind neben den Spannungsverteilungen in alle drei Raumrichtungen auch Grösseneffekte (Lasteinleitungsfläche zu Zuschlagskorngrösse zu Bauteilabmessung) von entscheidender Bedeutung. Für das hier vorliegende spezielle Problem (Lasteinleitungsfläche 26 x 26 mm, über eine 4 mm dicke Stahlplatte in die Betonplatte nur 17 mm von dem freien Rand entfernt) konnten keine Untersuchungen in der Fachliteratur gefunden werden. Es existieren zahlreiche Untersuchung zu lokalen Lasteinleitungsproblemen in Beton (siehe zum Beispiel [5-9]), diese konzentrieren sich jeweils meist auf symmetrische Probleme und die untersuchten Betone weisen lediglich ein Grösstkorn von 1 cm auf.

Solch hohe Spannungen können vom Beton kurzfristig aufgenommen werden, wenn im vorliegenden Fall die auftretenden Zugspannungen (Spaltzugspannungen) im Bereich der Lasteinleitung die Betonzugfestigkeit nicht übersteigen. Die Zugfestigkeit von Beton ist eine stark streuende Materialeigenschaft, deren Dauerfestigkeitswert sehr viel tiefer angesetzt werden muss als die Kurzzeitwerte.

Um diesen Zustand zu verbessern, wurde vorgeschlagen, die hohen Spannung die auf den Beton wirken durch die Anordnung einer Druckverteilplatte auf die normativ zulässigen Betonfestigkeiten (f_{cd} gemäss SIA 262 Tabelle 8 [12]) zu reduzieren.

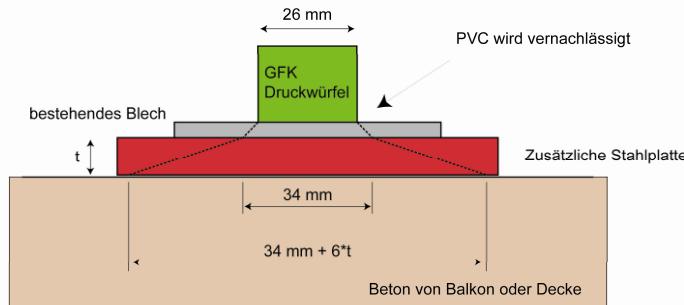


Figur 23: Vorschlag zur Reduktion der hohen Druckspannungen welche in den Beton eingeleitet werden - Querschnitt durch ein ThermoTragElement (TTE) in der eingebauten Situation mit den zusätzlich erforderlichen Stahlblechen.

Der in Figur 23 dargestellte Querschnitt zeigt die beidseits (balkon- und deckenseitig) des TTE angebrachten Stahlbleche der Dicke t (Stahlqualität S460 oder besser). Da die Bleche an die freie Oberfläche gelangen, muss dem Korrosionsschutz Rechnung getragen werden. Die Bleche werden bezüglich des Druckklotzes horizontal und vertikal zentriert angebracht.

Die Kraft im GFK-Druckklotz berechnet sich aus dem wirkenden Biegemoment dividiert durch den Hebelarm (hier 0.12 m). Es wird angenommen, dass diese Druckkraft gleich verteilt über den GFK-Klotz ist.

Die angenommene Ausbreitung der Druckspannungen durch das im TTE integrierte 4 mm starke Blech und anschliessend durch das zusätzlich aufgeklebte Stahlblech der Dicke t auf die anschliessende Betonoberfläche ist schematisch in Figur 24 dargestellt.

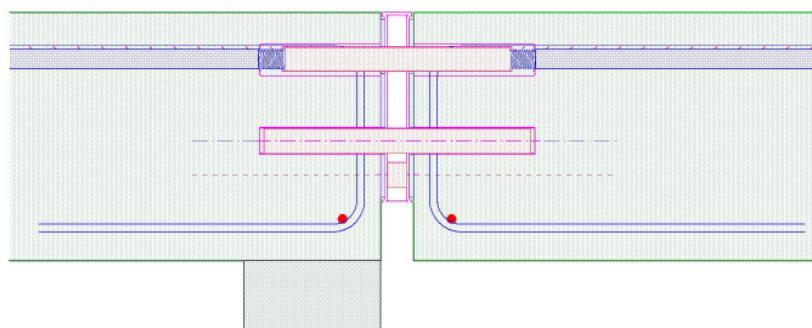


Figur 24: Angenommene Lastausbreitung vom GFK-Druckwürfel durch die Stahlbleche auf die Betonoberfläche

Im angenommenen Modell wird die Lastausbreitung in der vorhandenen PVC Schale vernachlässigt. Im Blech, welches in das TTE integriert ist, wird ein Ausbreitungswinkel von 1:1 ($= 45^\circ$) angenommen (SIA 263 §4.6.2.2). In den beidseits angeklebten Stahlplatten der Dicke t wird ein Ausbreitungswinkel von 1:3 ($\sim 20^\circ$) angenommen (Skript ETHZ: Grundlagen des Stahlbaus).

Eine weitere Möglichkeit der Verbesserung des Druckzonenverhaltens ist die konstruktive Anordnung einer Umschnürungsarmierung und somit die Sicherstellung eines räumlichen Spannungszustandes. Dieses Vorgehen wird exemplarisch in Figur 25 aufgezeigt. Wichtig bei der Anwendung dieser Verbesserung ist die Anordnung der unteren Armierungsschichten ausreichend weit unterhalb der Druckzone, um die Umschnürung auch geometrisch sicherstellen zu können.

Prinzipskizze Betonumschnürung:



Figur 25: Konstruktive Umschnürung der Druckzone

Die angeordnete Armierung muss die wirkenden Spreiz- bzw. Spaltzugkräfte infolge räumlicher Lastausbreitung aufnehmen können.

Bezüglich der Verifizierung dieser beiden vorgeschlagenen Modelle zur Reduktion der wirkenden Betondruckspannungen wurden keine Versuche unternommen. Dies wäre zu empfehlen.

Feuchteversuche

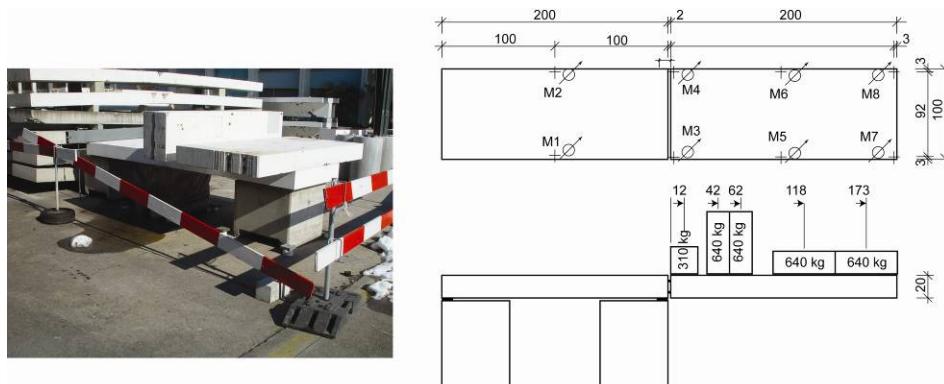
Zwei Feuchte-Eindringversuche [3, 4] wurden in der Bauhalle der Empa durchgeführt. Ziel war es zu zeigen, dass auch nach längerer Belastung keine Feuchtigkeit, insbesondere alkalisches Wasser, zu den GFK-Gewindestäben vordringt. Diese Versuche wurden auf Grund mangelhafter Absprache zwischen Hitek und Empa unter zu extremen Bedingungen durchgeführt, was deren Aussagekraft stark relativiert. Der erste Versuch wurde mit der vollen Gebrauchslast durchgeführt, was über die Lebensdauer des Balkons betrachtet deutlich zu hoch ist. Zudem wurden in beiden Versuchen mit einem

0.5 m breiten Prüfkörper ein in Realität 1.0 m breiter Balkonstreifen simuliert. Dadurch erhält der Beton deutlich zu hohe Lasten, was zu erhöhtem Kriechen und zu verstärkter Rissbildung führt. Außerdem wurde die Feuchtigkeit direkt auf die ungeschützte Fuge TTE-Beton gegeben, in Realität ist dieser Anschluss immer zusätzlich abgedeckt. Die Aussagen hierzu in den oben erwähnten Berichten müssen daher relativiert werden.

Dauerstandversuch draussen

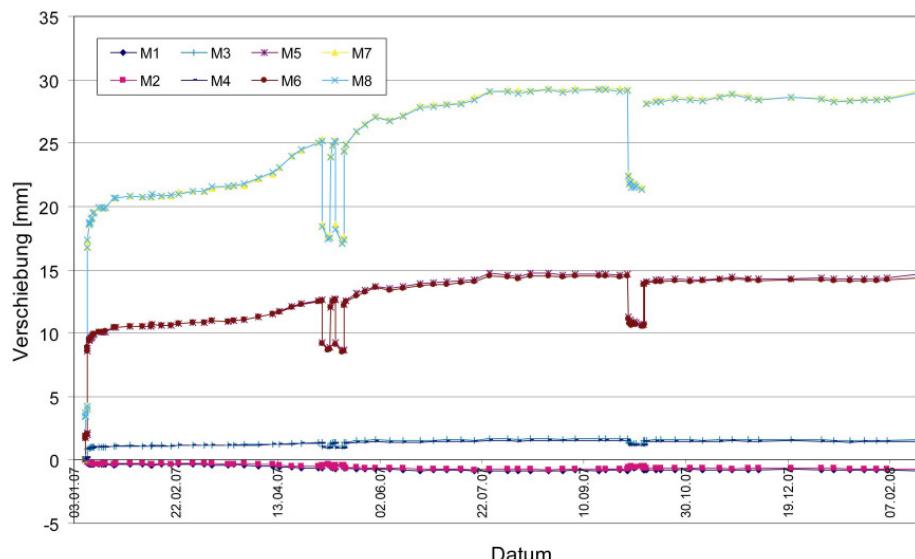
Um die Dauerhaftigkeit der TTE zu untersuchen, wurde ein weiterer Probekörper betoniert. In den Probekörper sind zwei TTE mit je 3 Trageinheiten eingebaut. Die Druckzonen der TTE wurden für diesen Test noch nicht mit oben beschriebenen Druckverteilplatten ausgebildet.

Die aufgebrachte Belastung entsprach der durch der HITEK Construction AG vorgegebenen Eigenlast, der Auflast und der 0.3-fachen Gebrauchslast. Die 0.3-fache Gebrauchslast basiert auf der quasiständigen Einwirkung (Nutzlasten von Gebäuden) der SIA Norm 260 [10]. Dies entsprach einem Moment von $M = 2 \cdot 17.38 = 34.76 \text{ kNm}$ und einer Querkraft $Q = 2 \cdot 18.98 = 37.96 \text{ kN}$. Die Abmessungen sowie die acht Messstellen des Prüfkörpers zeigen Figur 26. Die realisierte Belastung betrug $M = 35.17 \text{ kNm}$ und $Q = 37.96 \text{ kN}$ und somit pro Trageinheit eines TTE $M_{\text{Trageinheit}} = 5.85 \text{ kNm}$ und $Q_{\text{Trageinheit}} = 6.33 \text{ kN}$. Der Prüfkörper wurde am 3.11.2006 betoniert und am 08.01.2007 belastet. Die Druckfestigkeit des Betons betrug nach 28 Tagen 41.3 MPa. Der Versuch wird ausserhalb der Bauhalde durchgeführt und damit der natürlichen Bewitterung ausgesetzt.



Figur 26: Dauerstandsversuch mit Messstellen und Belastung.

Anfänglich wurden die Verschiebungen relativ zum Boden, einer starken Betonplatte, gemessen. Nach dem Aufbringen der Lasten, bestehen aus vier Betonplatten und Bleigewichten, nahmen die Verformungen stark zu (siehe Figur 27). Es schien Anfangs, dass der Balkon immer weiter kriecht und diese Kriechverformungen nicht zur Ruhe kommen. Ende März 2007 schien sich dieser Vorgang noch zu beschleunigen.



Figur 27: Verschiebungsmessungen im Dauerstandversuch.

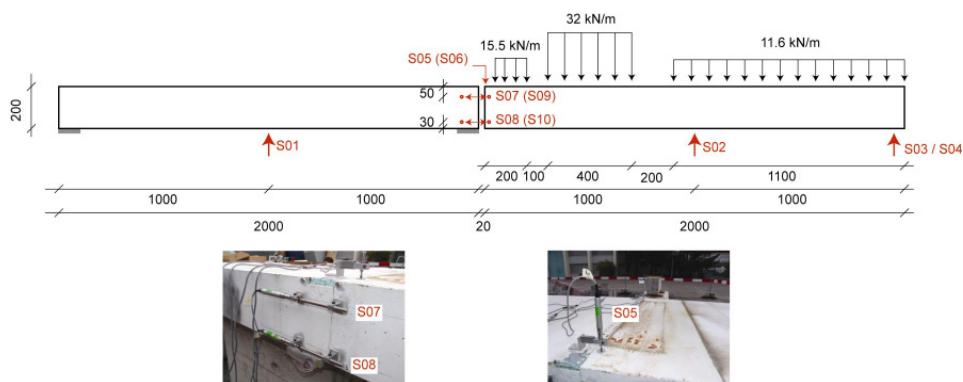
Aufgrund dieser Tatsache, wurde der Dauerstandversuch im Mai 2007 zweimal entlastet und wieder belastet. Es zeigten sich jeweils nach der Entlastung grosse bleibende Verformungen. Diese betragen an der Vorderseite des Balkons bis zu 17 mm. Der Vergleich der beiden Ent- und Belastungen zeigte, dass die elastischen Verformungen reproduzierbar waren. Der Versuch wurde anschliessend weiter beobachtet. Im Sommer wurde eine gewisse Stabilisierung beziehungsweise sogar ein Rückgang der Verformungen festgestellt. Als Ursachen für die grossen bleibenden Verformungen kann folgendes in Betracht gezogen werden:

- In den axialen Belastungsversuchen der StahlhülsenGFK-StabStahlhülsen konnte jeweils nach der Erstbelastung 0.1 – 0.2 mm bleibende Verformung festgestellt werden. Damit kann aber nur ca. 20 % der bleibenden Verformungen erklärt werden.
- Ein weiterer Grund könnte in der Lagerung der Platte liegen. Diese wurde auf zwei Betonwürfeln realisiert. Die Schnittstelle zwischen Deckenplatte und Betonwürfel wurde sauber mit einer Ausgleichsschicht aus Mörtel und einer Stahlplatte ausgeführt. Der Betonwürfel steht jedoch, ohne Ausgleichsmörtel, auf kleinen Stahlplatten. Dadurch können lokal sehr hohe Pressungen entstehen wodurch der Boden oder der Beton lokal eingepresst wurde.

Die grossen Kriechverformungen röhren einerseits daher, dass der Beton der Platten zu hoch beansprucht ist. Der Versuchstand von einem Meter Breite simuliert in Realität ein Balkon der doppelten Breite. Dadurch wird der Beton sehr hoch beansprucht, was zu erhöhtem Kriechen führt.

Ein Grund für die sich nicht stabilisierenden Verformungen könnte zudem der Boden an sich sein. Bewegungen des Bodens, Hebungen und Senkungen, könnten in die hier durchgeföhrten Verschiebungsmessungen eingehen.

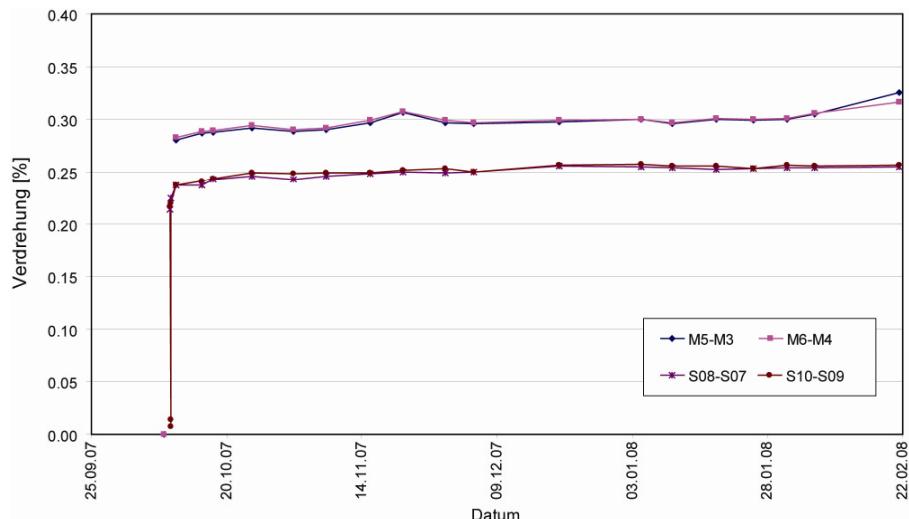
Um diese Problematik zu umgehen, wurde der Versuchsstand anfangs Oktober 2007 mit weiteren Messstellen ausgerüstet (siehe Figur 28). Ziel war eine vom Boden unabhängige Messung der Verformung der TTE.



Figur 28: Messaufbau des dritten Belastungstest am Dauerstandsversuch vor der Bauhalle der Empa.

Um die Verdrehung der TTE zu bestimmen wurden jeweils auf der Höhe des GFK-Zugstäbe (S07 / S09) und des GFK-Druckklotzes (S08 / S10) die horizontalen Verformungen zwischen Deckenplatte und Balkonplatte gemessen. Dividiert durch den Abstand der Messpunkte ergibt sich die Verdrehung des TTE und somit eine vom Boden unabhängige Messung. Zudem wurde die relative vertikale Verschiebung zwischen Decken- und Balkonplatte gemessen (S05 / S06, Figur 28 unten rechts) Während der Ent- und Belastung wurden die Deformationen mit elektrischen Weggebern (Silvac 25 und 50) gemessen. Anschliessend wurden die Verformungen nur noch alle paar Tage mit Hilfe eines Deformeters gemessen.

Im September 2007 wurde erneut eine Entlastung vorgenommen, die parallel zu der alten Messvariante (Messung zum Boden) auch mit der Relativmessung ausgewertet wurde. Vergleicht man die Verformungen bei der dritten Entlastung vom 01.10.2007 und die Wiederbelastung vom 10.10.2007 ergaben sich (gemessen vom Boden) Verschiebungen in der selben Größenordnung wie im Mai 2007. Ein grosser Unterschied wurde aber zwischen der relativen Verschiebungsmessung (S05 und S06) und der Messung an den Punkten M3 und M4 festgestellt. Die gemessenen relativen Verschiebungen waren 3-mal kleiner als die entsprechenden absoluten Werte.



Figur 29: Gemessene Verdrehungen am Dauerstandsversuch vor der Bauhalle der Empa.

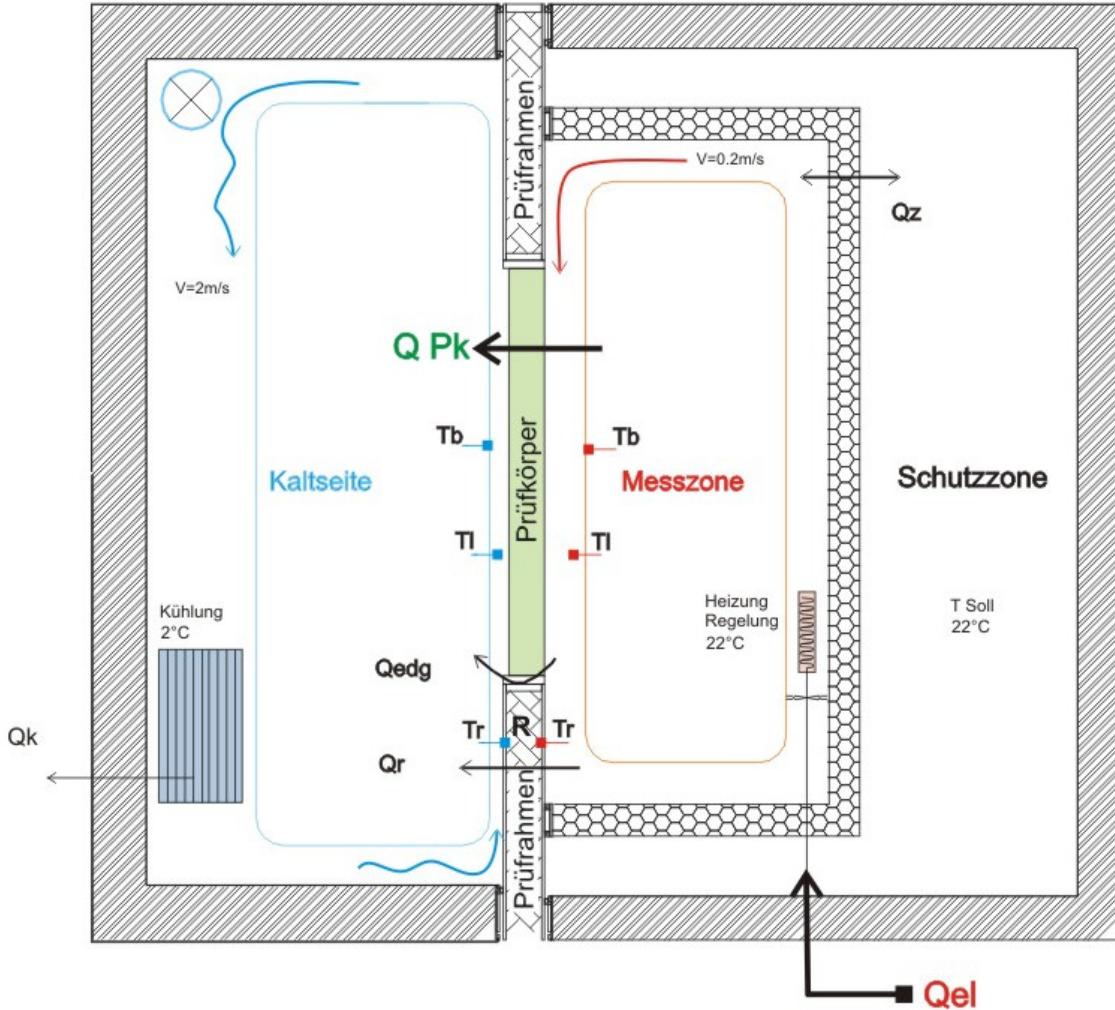
In der Figur 29 sind die direkt am TTE gemessenen Verdrehungen (S08-S07 und S10-S09) gegenüber der Zeit aufgetragen. Zudem wurden in das Diagramm geschätzte Verdrehungen, aus der Differenz der Verformungen M5/M6 und M3/M4 dividiert durch den Abstand, eingetragen. Diese berechneten Verformungen beinhalten auch einen Teil der Biegung der Platte und sind somit leicht höher. Beträgtet man den Verlauf der unterschiedlich bestimmten Kurven, stellt man fest, dass die direkt am TTE ermittelten Verformungen nur noch sehr wenig variieren, während die aus den Verschiebungsmessungen zum Boden bestimmten Verdrehungen im Februar wieder stark ansteigen.

Um obengenannte Messunsicherheiten zu eliminieren, werden die Verdrehungen des TTE weiterhin mit Hilfe der horizontalen Messungen ermittelt. Die Werte werden ca. alle zwei Wochen aufgezeichnet.

4.2 Thermisch

4.2.1 Aufbau und Funktionsweise der Hot box (geregelter Heizkasten)

Um einen stationären (thermisches Gleichgewicht) Gradienten von 30K über den Probekörper zu erhalten wurde dieser in einen gemäss EN ISO 8990 [11] geschützten Heizkasten (Guarded Hot Box) eingebaut (Figur 30). Der Blendrahmen in dem der Prüfkörper eingebaut wurde musste um ca. 45 cm verbreitert werden um die Ausragungen der Balkonplatte auf beiden Seiten zu berücksichtigen.



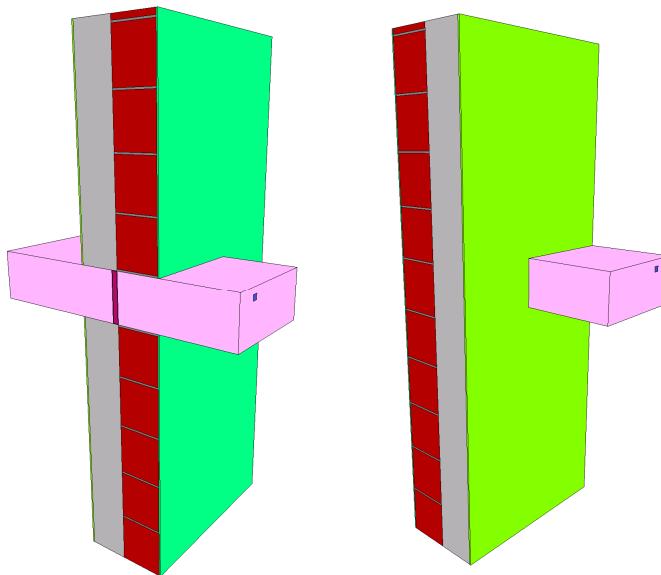
Figur 30: Schematischer Aufbau des geschützten Heizkastens (Guarded Hot Box).

Nachdem der Prüfkörper eingebaut und sämtliche Temperatursensoren auf der Warm- und der Kaltseite angebracht sind, wird die Kammer geschlossen und die Messung gestartet. Es folgt eine mehr-tägige (5-7 je nach Dämmwert des Prüfkörpers) Einlaufzeit bis sich ein thermisches Gleichgewicht über den Prüfkörper d.h. ein stationärer Temperaturgradient eingestellt hat. Erst nach Erreichen des thermischen Gleichgewichtes werden die Energieverluste berechnet und die stationären Temperaturwerte als solche registriert.

4.2.2 Numerische Analyse (Simulation des Experimentes)

Die numerischen Berechnungen wurden mit Hilfe von TRISCO®, ein Programm zur Bestimmung der 3-dimensionalen stationären (thermisches Gleichgewicht) Verteilung von Temperaturen und Wärmeströmen in Festkörpern, durchgeführt. Bei der Bestimmung des Maschennetzes und der Rechengenauigkeit wurden die Vorgaben der beiden Europäischen Normen EN ISO 10211-1 und EN ISO 10211-2 berücksichtigt [13],[14].

In Folge der Symmetrischen Anordnung wurde als Modell für die Berechnungen nur eine Hälfte des Prüfobjektes (Wand + Balkonplatte) berücksichtigt. Dies verringert die Rechenzeit und den Modellierungsaufwand erheblich, ohne einen Informationsverlust zu verursachen. Figur 31 zeigt eine perspektivische Darstellung des Modells von der warmen Seite a) und von der kalten Seite b) gesehen.



Figur 31: Das Modell für die numerischen Analyse. Links: von der warmen Seite und Rechts von der kalten Seite.

Die verwendeten thermischen Randbedingungen, d.h. die Temperaturen und die Wärmeübergangskoeffizienten sind den gemessenen Werten in der Hot box angepasst und in der Tabelle 10 zusammengefasst. Der Wärmeübergangskoeffizient beinhaltet den Strahlung- sowie auch den Strömungsbeitrag (radiation + convection).

	Lufttemperatur [°C]	Wärmeübergangskoeff. [W/m ² K]
warmseitig	23.0	7
kaltseitig	-8.0	10

Tabelle 10: Die verwendeten thermischen Randbedingungen.

Die zugeordnete Wärmeleitfähigkeit jedes berücksichtigten Materials ist aus der Tabelle 11 ersichtlich.

Type	CEN-rult	Name	Pat.	λ W/mK
MATERIAL		GFK		0.770
MATERIAL		Stahl		50.000
MATERIAL		Gesch-kunst		0.030
MATERIAL		VIP		0.011
MATERIAL		Aussenputz		0.870
MATERIAL		XPS		0.037
MATERIAL		Mortar		1.000
MATERIAL		EPS 160mm		0.038
MATERIAL		PVC		0.170
MATERIAL		Backstein		0.254
MATERIAL		Beton		1.800
MATERIAL		Innenputz		1.000

Tabelle 11: Die verwendeten Wärmeleitfähigkeiten.

Viele der verwendeten Materialen besitzen eine inhomogene Struktur dementsprechend auch eine inhomogene Wärmeleitfähigkeit. Für die Berechnungen wurden effektive/äquivalente homogene Wärmeleitfähigkeiten verwendet. Für das GFK Material wurde die Wärmeleitfähigkeit als gewichteter

Mittelwert der Wärmeleitfähigkeit von Glas und Harz verwendet [15]. Die Gewichtung entspricht den prozentualen Volumenanteilen:

$$\lambda_{\text{eff},GFK} = \lambda_G \cdot p_G + \lambda_H \cdot p_H = 1.0 \times 0.68 + 0.32 \times 0.28 = 0.77$$

Für das VIP wurde ein äquivalenter Wert angenommen der den Randeffekt berücksichtigt. Dieser Randeffekt hängt stark vom Verhältnis Grossfläche und Umfang des VIP's ab [16]. Mit anderen Worten, je grösser die Fläche des VIP's umso geringer fällt der zusätzliche Randverlust ins Gewicht:

$$\lambda_{\text{eff},\text{VIP}} = \lambda_{\text{ungestört}} + \psi \cdot d_{\text{VIP}} \cdot p_{\text{VIP}} / A_{\text{VIP}} = 0.005 + 0.007 \times 0.02 \times 0.536 / 0.0136 = 0.011$$

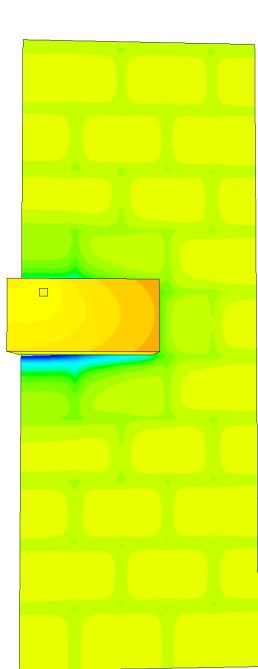
Im Fall des Backsteines wurde der gelochte Ziegel durch ein homogenes thermisch gleichwertiges Material ersetzt. Die äquivalente Wärmeleitfähigkeit des Ziegels wurde in einer früheren Analyse [17], durch Berücksichtigung des Ziegellochbildes bestimmt.

$\lambda_{\text{eff},\text{Ziegel}} = 0.254$ bestimmt durch eine 2-dimensionale thermische Analyse mit Lochbild des Ziegels

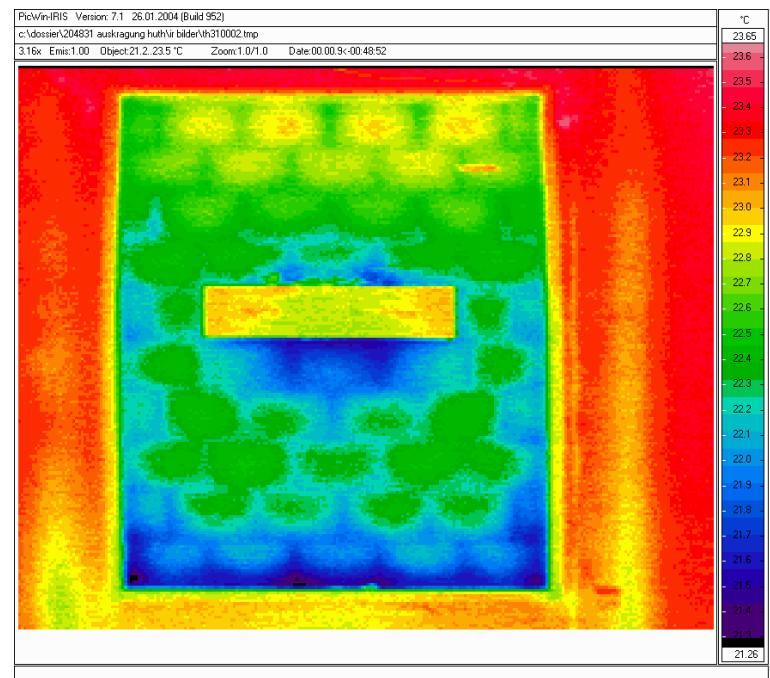
Bei den restlichen Materialien wurden bekannte Werte aus der Literatur und bei den Dämmstoffen Angaben des Herstellers berücksichtigt.

4.2.3 Resultate der experimentellen und numerischen Analyse im Vergleich

Rechnung (Halbe Wand)



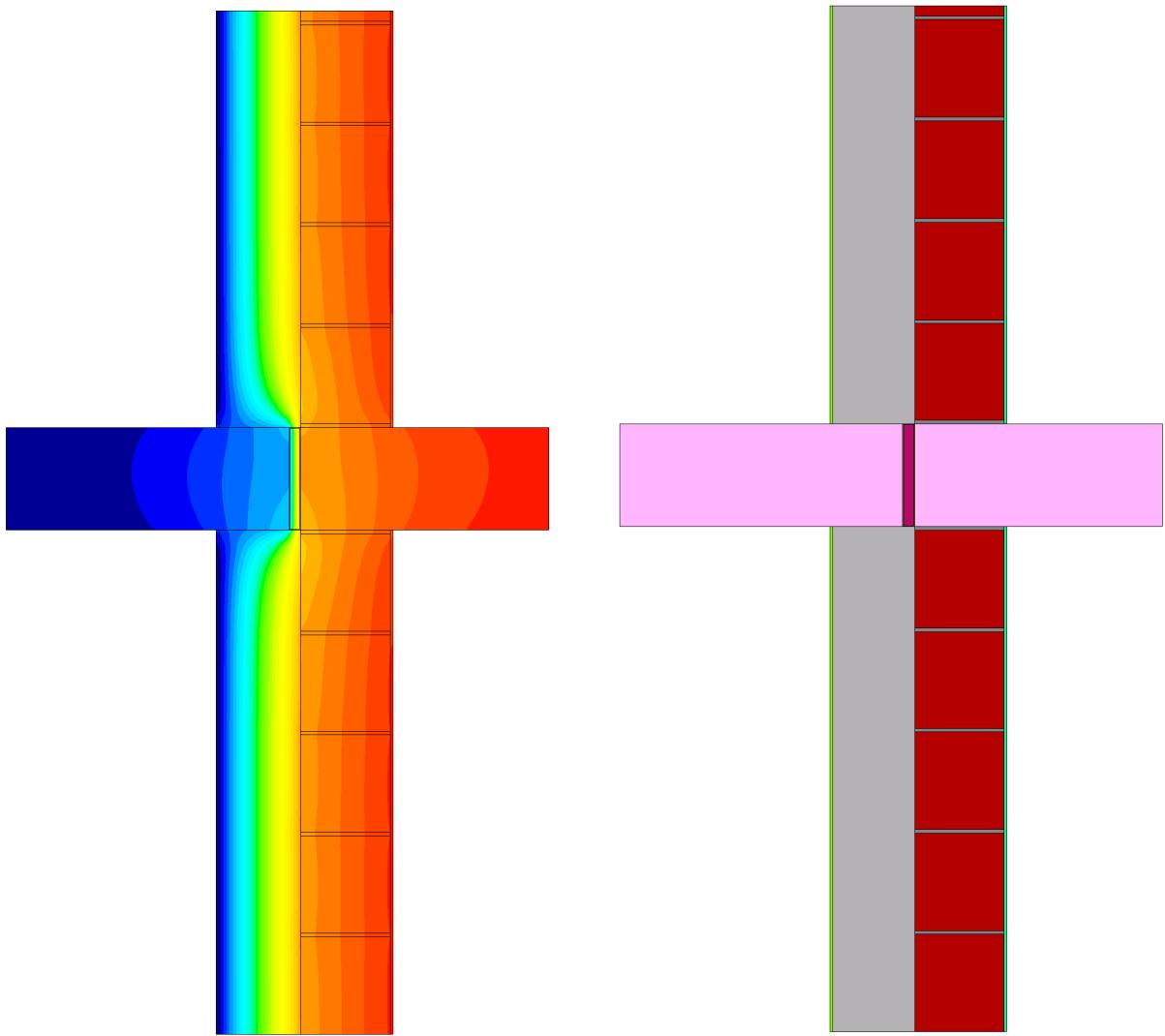
Messung (ganze Wand) IR-Aufnahme



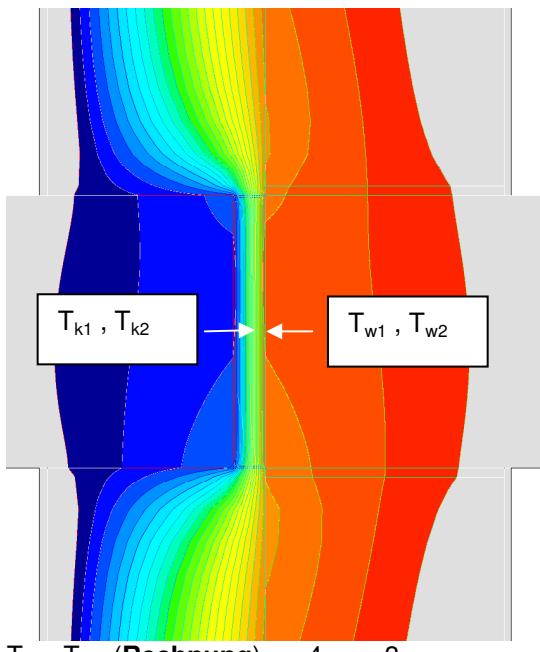
Temperaturverteilung auf der Oberfläche der berechneten Wandkonstruktion.

Infrarot Aufnahme nach dem Ende der Messung bei geöffneter Hot-Box. Die Luftströmung entlang der Wand erzeugt eine oben-unten Asymmetrie.

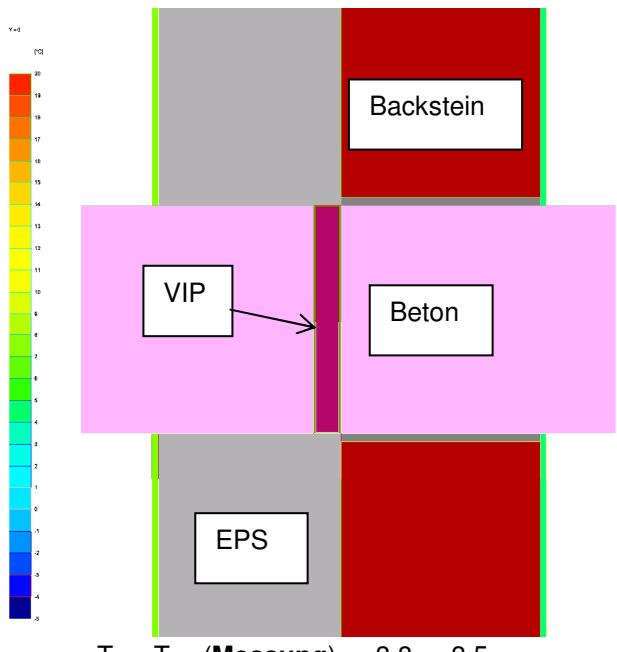
Figur 32: Vergleich der berechneten und der mit einer IR-Kamera gemessenen Oberflächentemperaturen.



Figur 33: Links: Berechnete Temperaturverteilung im Querschnitt mitten durch die Wand. Rechts: Querschnitt mitten durch die Wand.

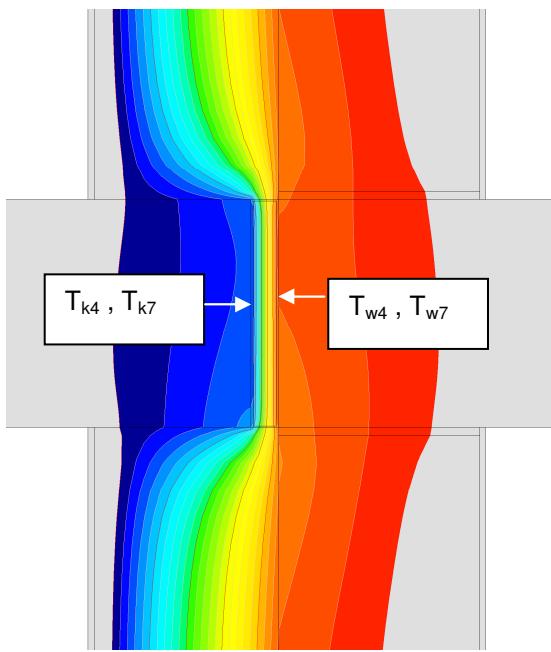


T_{k1}, T_{k2} (Rechnung) = $-4 < < -3$
 T_{w1}, T_{w2} (Rechnung) = $18 < < 19$

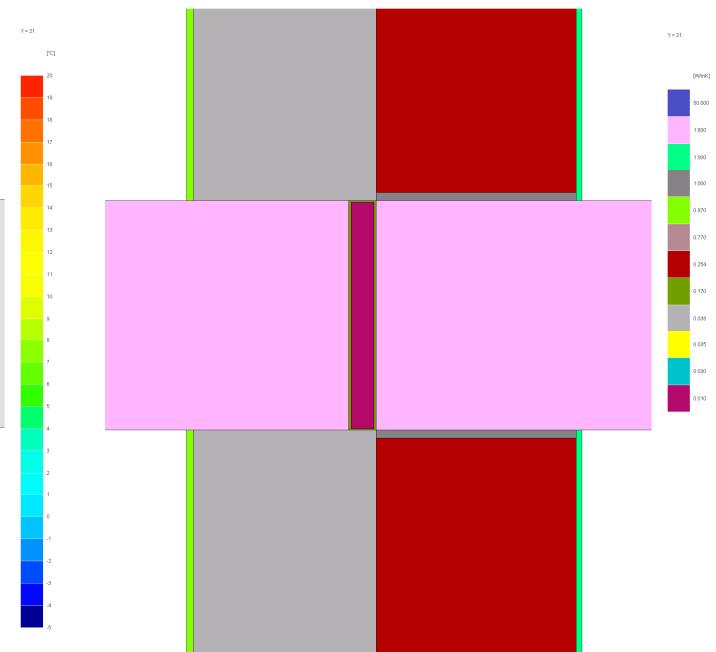


T_{k1}, T_{k2} (Messung) = $-3.8, -3.5$
 T_{w1}, T_{w2} (Messung) = $19.0, 19.1$

Figur 34: Links: Vergrösserung: Temperaturverteilung im Querschnitt mitten durch die Wand. Rechts: Vergrösserung: Querschnitt mitten durch die Wand



T_{k3}, T_{k8} (Rechnung) = $-3 < < -2$
 T_{w3}, T_{w8} (Rechnung) = $18 < < 19$



T_{k4}, T_{k7} (Messung) = $-3.3, -2.9$
 T_{w4}, T_{w7} (Messung) = $18.7, 19.1$

Figur 35: Links: Vergrösserung: Temperaturverteilung im Querschnitt beim inneren VIP. Rechts: Vergrösserung: Querschnitt im Querschnitt beim inneren VIP.

Linearer Wärmeverlust $\Psi = 0.18 \pm 2 \text{ W/mK}$ (berechnet)

$$L^{3D} = \Psi^* L + U^* A$$

wobei L^{3D} das Rechenresultat einer 3-dimensionalen thermischen Analyse ist und L die Länge der Wärmebrücke, A die Fläche des untersuchten Details und U der Wärmedurchgangskoeffizient (U -Wert) des ungestörten (sprich nur Wand) Details darstellen [14].

Dies bedeutet, dass man pro Laufmeter dieser Balkonplatte und pro Grad Celsius Temperaturunterschied zwischen Innen- und Außentemperatur die 0.18 W zusätzlichen Wärmeverlust für die Wandkonstruktion berücksichtigen muss.

5. Bemessungskonzept für den GFK-Stab

Der Materialsicherheitsbeiwert von GFK-Elementen setzt sich nach dem EuroComp Handbuch [11] aus drei Teilsicherheitsbeiwerten zusammen:

$$\gamma_m = \gamma_{m,1} \cdot \gamma_{m,2} \cdot \gamma_{m,3}$$

- $\gamma_{m,1}$: Unsicherheit der Materialparameter. Hier wurden die Parameter experimentell bestimmt, somit beträgt $\gamma_{m,1} = 1.15$.
- $\gamma_{m,2}$: Unsicherheit infolge des Herstellungsverfahrens. Hier werden vollständig ausgehärtete, pultrudierte Profile verwendet. Somit beträgt $\gamma_{m,2} = 1.1$.
- $\gamma_{m,3}$: Berücksichtigt Umwelteinflüsse und Dauer der Last. Der Wert für Kurzzeit wird mit $\gamma_{m,3} = 1.0$ und für Langzeit mit $\gamma_{m,3} = 2.5$ angegeben.

Damit erhält man stark unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte:

- Kurzzeit $\gamma_m = 1.3$
- Langzeit $\gamma_m = 3.2$

Diese sehr stark unterschiedlichen Sicherheitsfaktoren bedingen ein etwas angepasstes Bemessungskonzept für den Tragsicherheitsnachweis. Es wird das folgende Vorgehen vorgeschlagen:

Kurzzeit:

Der Bemessungswert der Beanspruchung E_d berechnet sich als

$$E_d = 1.35 * (\text{Eigengewicht} + \text{Auflasten}) + 1.5 * (\text{Nutzlasten})$$

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d berechnet sich als

$$R_d = R / \gamma_m = R / 1.3$$

Langzeit (quasi ständig):

Der Bemessungswert der Beanspruchung E_d berechnet sich als

$$E_d = 1.35 * (\text{Eigengewicht} + \text{Auflasten}) + 0.3 * (\text{Nutzlasten})$$

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d berechnet sich als

$$R_d = R / \gamma_m = R / 3.2$$

Dieses Konzept wurde unter anderem von Prof. Dr. Thomas Keller des CCLab der EPFL und Christian Scholze der Firma Fiberline in Dänemark unterbreitet. Beide Parteien erachten dieses Konzept als sinnvoll.

Referenzen

- [1] Bank, L.C., *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*. 2006, New Jersey: John Wiley & Sons, INC.
- [2] Motavalli, M., *Mechanics of Lamina*. Vorlesungsunterlagen ETH Zürich, WS 06/07. 2006.
- [3] Huth, O., *Thermotragelemente aus hochfestem Faserverbundstoff und integrierten Vakuumisolationspaneelen*. Empa Bericht 204'831. 2006.
- [4] Huth, O., *Thermotragelemente aus hochfestem Faserverbundstoff und integrierten Vakuumisolationspaneelen*. Empa Bericht 204'831/2. 2007.
- [5] Hawkins, N.M., *Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates*. Magazine of Concrete Research, 1968. **20**(62): p. 31-&.
- [6] Hawkins, N.M., *Bearing Strength of Concrete Loaded through Flexible Plates*. Magazine of Concrete Research, 1968. **20**(63): p. 95-&.
- [7] Ince, R. and E. Arici, *Size effect in bearing strength of concrete cubes*. Construction and Building Materials, 2004. **18**(8): p. 603-609.
- [8] Niyogi, S.K., *Concrete Bearing Strength - Support, Mix, Size Effect*. Journal of the Structural Division-Asce, 1974. **100**(NST8): p. 1685-1702.
- [9] Niyogi, S.K., *Bearing Strength of Reinforced-Concrete Blocks*. Journal of the Structural Division-Asce, 1975. **101**(NST5): p. 1125-1137.
- [10] SIA 260: 2003: *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*.
- [11] *EuroComp1996 / Structural design of polymer composites / The European Structural Polymeric Composites Group*, ed. J.L. Clarke. 1996, London.
- [12] Europäische Norm EN ISO 8990, *Wärmeschutz- Bestimmung der Wärmedurchgangseigenschaften im stationären Zustand Verfahren mit dem kalibrierten und dem geregelten Heizkasten*, August 1996.
- [13] Europäische Norm EN ISO 10211-1, *Wärmebrücken im Hochbau – Wärmeströme und Oberflächentemperaturen – Teil 1 Allgemeine Berechnungsverfahren*.
- [14] Europäische Norm EN ISO 10211-2, *Wärmebrücken im Hochbau – Wärmeströme und Oberflächentemperaturen – Teil 2 Linienförmige Wärmebrücken*.
- [15] L. Hollaway, *Polymer Composites for Civil and Structural Engineering*,
- [16] K. Ghazi Wakili, R. Bundi and B. Binder, *Effective thermal conductivity of vacuum insulation panels*, Building Research & Information, (2004) 32(2), 293-299.
- [17] K. Ghazi Wakili, H. Simmler, Th. Frank, *Experimental and numerical thermal analysis of a balcony board with integrated glass fibre reinforced polymer GFRP elements*, Energy and Buildings, 39 (2207) 76-81.

Anhang

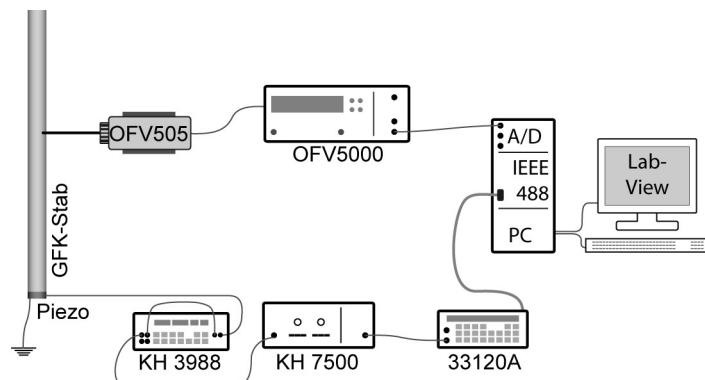
A1. Bestimmung elastischer Eigenschaften mittels Modalanalyse

Die Eigenfrequenzen einer linear elastischen Struktur sind abhängig von deren Geometrie, Dichte und den elastischen Eigenschaften des Materials. Geometrie und Dichte können einfach bestimmt werden. Zur Bestimmung der elastischen Eigenschaften wird folgendes Vorgehen gewählt:

- Anregen von Eigenschwingungen der Struktur
- Messen der Eigenfrequenzen
- Erstellen eines theoretischen Modells, welches das dynamische Verhalten der Struktur in Abhängigkeit der elastischen Eigenschaften beschreibt.
- Systematisches Anpassen (Methode der kleinsten Fehlerquadrate) der Elastizitätskonstanten im Modell, bis die gemessenen mit den berechneten Eigenfrequenzen optimal übereinstimmen.

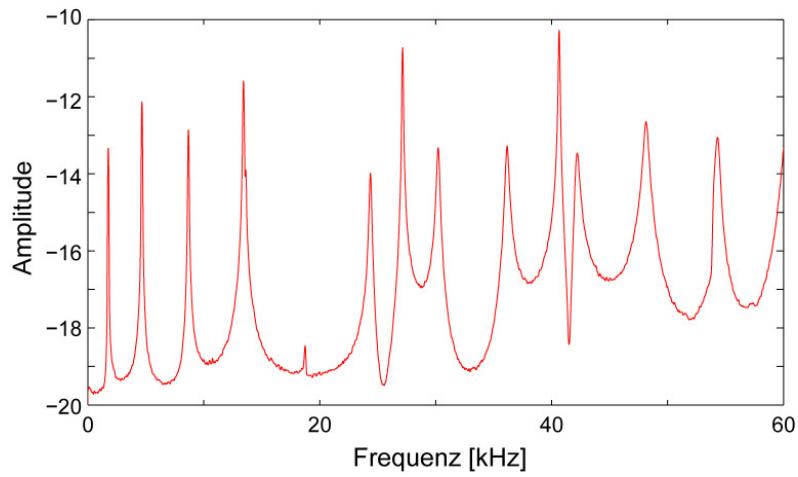
A1.1 Experiment

In einem ersten Experiment werden Biegeschwingungen eines relativ kurzen Balkens mit Rechteckquerschnitt angeregt. Die Biegeschwingungen eines Stabes sind im Wesentlichen abhängig vom Elastizitätsmodul in der Stabrichtung, sowie vom Schubmodul senkrecht dazu. Um die beiden Eigenschaften zu bestimmen sollen mindestens 3-4-mal so viele Eigenfrequenzen verwendet werden. Der Stab mit den Abmessungen $L = 0.184$ m, $B = 0.016$ m und $H = 0.0115$ m und einer Masse von 0.0806 kg wurde mit einem breitbandigen, weissen Rauschen (1 kHz – 60 kHz) angeregt. Das Zufallssignal wird mit einem Funktionsgenerator (Agilent 33120A) erzeugt, mit einem analogen Filter (KrohnHite 3988) bandbegrenzt und anschliessend mit einem Spannungsverstärker (KrohnHite 7500) auf 200 V_{pp} verstärkt. Dieses Signal wird an die Elektroden eines piezoelektrischen Elementes, welches auf den Stab geklebt ist, angelegt und versetzt die Struktur in die gewünschten Biegeschwingungen. Die Vibratoren des Stabes, in diesem Fall die Oberflächenverschiebungsgeschwindigkeiten, werden berührungs-frei im einem Laserinterferometer (Polytec: Sensorkopf OVF 505 und Demodulator OVF 5000) erfasst. Die analogen Messsignale werden anschliessend mit einer Abtastfrequenz von 0.5 MHz digitalisiert und gespeichert.



Figur A1: Experimenteller Aufbau zur Messung von Biegeschwingungen.

Die gemessenen Zeitsignale werden anschliessend Fourier transformiert [1] und aus dem Frequenzspektrum (spektrale Leistungsdichte, Abb. 2) können die Eigenfrequenzen abgelesen werden.



Figur A2: Spektrale Leistungsdichte der gemessenen Biegeschwingungen.

A1.2 Theoretisches Modell des Stabes

Das dynamische Verhalten des Balkens wird basierend auf der linear-elastischen Stabtheorie von Timoshenko [2] beschrieben. Diese Theorie trägt zusätzlich den Schubeffekten und der Rotationsträchtigkeit Rechnung, wodurch sie sich für den relativ schubweichen Werkstoff GFK sehr gut eignet. Die mechanischen Energien werden berechnet. Die Querverschiebungen der Stabmittellinie und die Rotationen des Querschnittes werden mit einer Summe von Legendre Polynomen approximiert. Anschließend wird die Variation der Energien gleich Null gesetzt. Dadurch ergibt sich ein Eigenwertproblem, wobei die Eigenwerte den Biegeeigenfrequenzen und die Eigenvektoren den Schwingungsformen entsprechen.

A1.3 Bestimmung der elastischen Eigenschaften und Resultate

Durch systematisches anpassen der zwei Elastizitätskonstanten, E- und G-Modul, wird die Summe der Fehlerquadrate zwischen gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen minimiert (Methode der kleinsten Fehlerquadrate). Tabelle 1 listet alle gemessenen Eigenfrequenzen auf, die zur Bestimmung der elastischen Eigenschaften verwendet wurden.

Freq. Gemessen [Hz]	Freq. Analytisch [Hz]	Fehler absolut [Hz]	Fehler relativ [%]
1762.5	1763.30	-0.80	-0.05
4667.5	4668.55	-1.05	-0.02
8678.0	8669.36	8.64	0.10
13426.5	13443.79	-17.29	-0.13
18745.0	18740.17	4.83	0.03
24379.0	24369.30	9.70	0.04
30215.0	30199.51	15.49	0.05
36165.0	36142.44	22.56	0.06
42205.0	42141.19	63.81	0.15
48143.0	48208.89	-65.89	-0.14
54312.0	54365.21	-53.21	-0.10

Tabelle A1: Gemessene und analytisch bestimmte Eigenfrequenzen des Stabes.

Der E- bzw. der G-Modul, wie sie nach dem oben beschriebenen Verfahren ermittelt wurden, betragen somit:

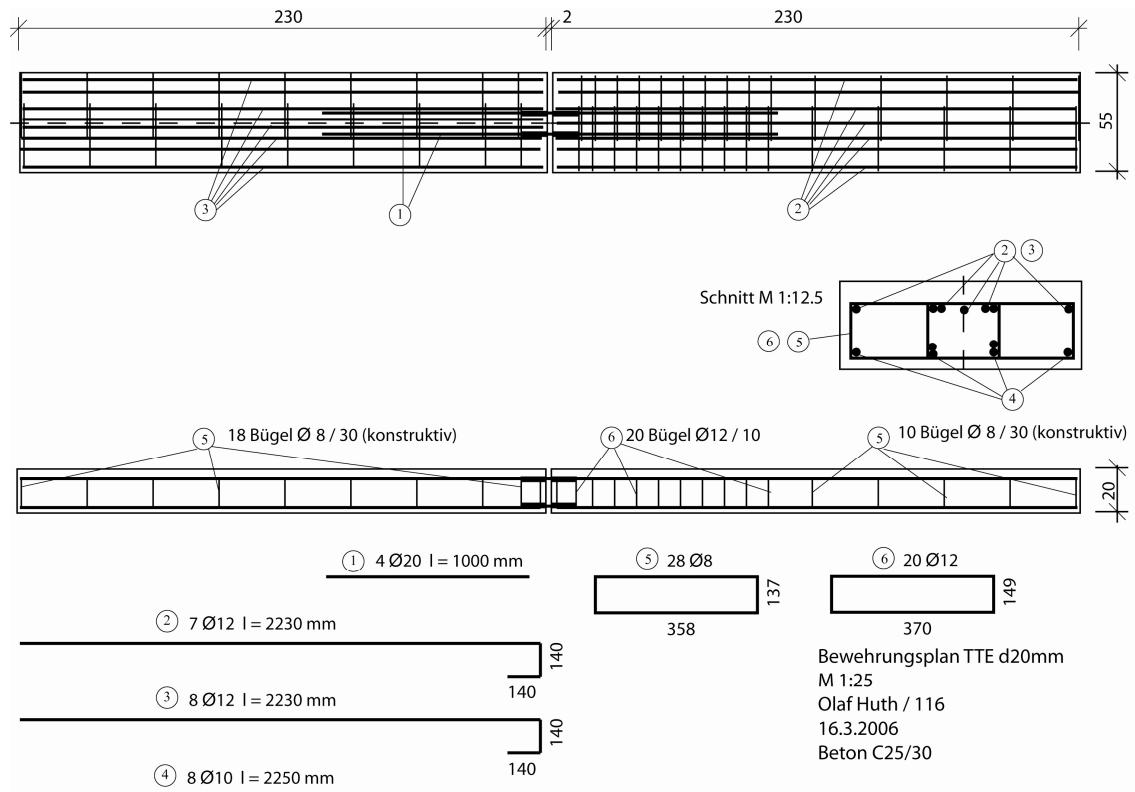
- E-Modul 62.7 GPa
- G-Modul: 11.9 GPa

Betrachtet man die damit analytisch bestimmten Frequenzen, beziehungsweise deren Fehler zu den gemessenen Eigenfrequenzen, stellt man fest, dass die relativen Fehler meist kleiner als 0.1 % sind. Diese Tatsache ist ein starkes Indiz dafür, dass die zwei Eigenschaften verlässlich bestimmt wurden.

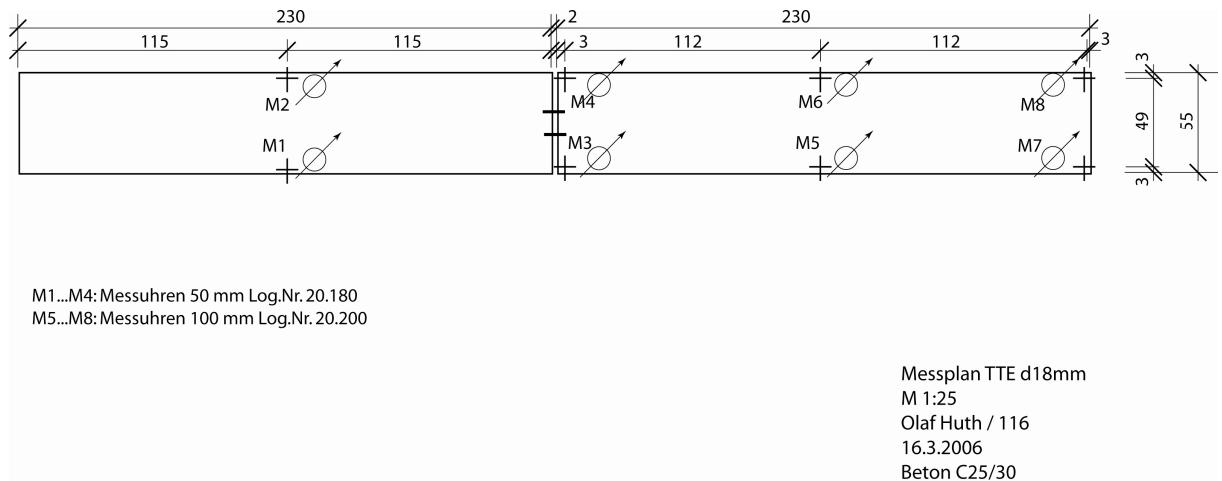
Literatur

- [1] Welch, P.D, *The Use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: A Method Based on Time Averaging Over Short, Modified Periodograms*, IEEE Trans. Audio Electroacoustics, Vol. AU-15 (June 1967), pp. 70-73.
- [2] K. Graff, K.F., *Wave Motion in Elastic Solids*. Dover, New York, 1975

A2. Bewehrungspläne und Messpläne der Bauteilversuche



Figur A3: Bewehrungsplan im Falle des Bauteilversuches „Prüfkörper 2“.



Figur A4: Anordnung der Messstellen beim „Prüfkörper 1“.