



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Diploma Thesis

**Experimental investigation on  
load capacity of reinforced concrete columns  
with butt joints and with high strength  
reinforcement**

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Diplom-Ingenieur  
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

---

Diplomarbeit

**Experimentelle Untersuchungen zur  
Tragfähigkeit von Stahlbetonstützen mit  
Stumpfstößen und mit hochfestem  
Bewehrungsstahl**

ausgeführt zum Zweck der Erlangung des akademischen Grades eines  
Diplom-Ingenieurs  
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Kerstin Joksch**, BSc

Matr.Nr.: 01426070

unter der Anleitung von

Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. **Johann Kollegger**

Dipl.-Ing. **Hannes Wolfger**, BSc

Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau  
Forschungsbereich  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Mai 2019

---



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

## Danksagung

Meinen Dank möchte ich an alle Personen richten, die mich im Laufe meines Studiums unterstützt haben und mir bei der Erstellung dieser Arbeit geholfen haben.

Ein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Johann Kollegger, dass ich die Möglichkeit erhalten habe meine Arbeit am Institut für Tragkonstruktionen zu verfassen und somit einen Einblick in dieses interessante Forschungsprojekt bekommen durfte.

Des Weiteren möchte ich mich bei Dipl.-Ing. Hannes Wolfger für seine Unterstützung, für die hilfreichen Anregungen und die konstruktive Kritik herzlich bedanken, die maßgeblich dazu beigetragen haben, dass die Arbeit schlussendlich in dieser Form und Qualität vorliegt. Die Zusammenarbeit hat mir sehr viel Freude bereitet.

Ebenfalls möchte ich einen Dank an die Firma Strabag AG aussprechen, die mir ihr Vertrauen schenkte und eine Zusammenarbeit ermöglichte.

Allen Freunden und Studienkollegen, die mich durch mein Studium begleitet haben, möchte ich ebenfalls danke sagen.

Ich möchte mich auch bei meiner Familie, speziell meinen Eltern Petra und Dietmar und meiner Schwester Nicole, bedanken, dass sie mir das Studium ermöglicht haben und mir mit motivierenden Gesprächen und viel Geduld immer zur Seite standen. Euer großes Verständnis und den Zuspruch, den ihr mir immer gegeben habt, weiß ich sehr zu schätzen. Danke dafür!

Abschließend gilt ein spezielles Dankeschön meinem Freund Philipp, der mich bei jeder Entscheidung unterstütze und mir starken Rückhalt gab. Danke, dass du meine Launen immer mit viel Verständnis ertragen hast und immer für mich da warst.

## Kurzfassung

Die moderne Architektur ist gekennzeichnet durch eine sehr schlichte, lichtdurchströmte und offene Gestaltung. Durch den Einsatz neuer Baustoffe, asymmetrischer Elemente und Auskragungen werden neue Akzente gesetzt aber auch neue Herausforderungen für die Planung und Ausführung geschaffen. Um den Anforderungen gerecht zu werden, müssen fortlaufend Weiterentwicklungen im Bereich der Materialien sowie im Herstellungsprozess stattfinden.

Eine Möglichkeit dafür stellt der neue Baustoff SAS 670/800 dar, welcher ein hochfester Bewehrungsstahl ist und von der Firma Annahütte (Deutschland) entwickelt wurde. Durch den Einsatz als Druckglied in Stahlbeton-Fertigteilstützen soll es zukünftig gelingen, sehr hohe Lasten, wie sie im Hochhausbau auftreten, aufzunehmen und freizügige Gestaltungen mit einer raschen Herstellung zu ermöglichen. Bisher wurde der neuartige Bewehrungsstahl erst in einigen wenigen Bauwerken eingesetzt, wodurch erste Erfahrungen gesammelt werden konnten. Neben dem aber noch begrenzten Kenntnisstand ist der Einsatz zusätzlich mit dem Problem behaftet, dass es, bei wirtschaftlicher Ausnutzung des Stahls, noch keine normative Regelung gibt, da die Grenzen des EC 2 überschritten werden. Es erfordert somit weitere Forschungs- und Entwicklungsarbeit sowie eine Anpassung der Regelwerke.

Aus diesem Grund wurden, im Zuge der vorliegenden Arbeit, experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonstützen mit hochfesten Bewehrungsstäben und Stumpfstößen durchgeführt. Der Fokus lag auf der Untersuchung des Kriechverhaltens unter Gebrauchslast sowie dem Traglastverhalten im Bereich des Stumpfstoßes. Durch zerstörende Druckversuche wurden dazu fünf verschiedene Varianten des Stumpfstoßes und eine Referenzstütze ohne Stoß geprüft. Zusätzlich wurden Haltestufen eingeführt, bei welchen die Last konstant gehalten wurde, um eine Kriechumlagerung und somit eine Entlastung des Betons zu ermöglichen. Bei allen Varianten handelte es sich um Vorversuche im Maßstab 1:2, welche mit vier hochfesten Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser von 30 mm ausgestattet waren.

Die Ergebnisse der Versuche bestätigen das Potential des neuartigen SAS 670/800. Durch Kriechumlagerungen während der Haltestufen gelang es den Stahl voll auszunutzen. Der Stumpfstoß selbst zeigte zwar in der Ausführung noch Schwachstellen, aber das Versagensbild lässt darauf schließen, dass es, durch weitere Optimierung, gelingen könnte, diesen so auszubilden, dass es zu keinen Traglastverlusten in diesem Bereich kommt. Weitere Forschungsarbeit und das Erarbeiten einer normativen Regelung für die Bemessungen wären somit anzustreben.

## Abstract

The modern architecture is characterized by a very simple, light-filled and open design. The use of new building materials, asymmetrical elements and overhangs sets new trends but also creates new challenges for planning and execution. In order to meet the requirements, further developments in the area of building materials as well as in the manufacturing process have to take place.

One possibility for this is the new building material SAS 670/800, which is a high-strength reinforcing steel and was developed by the company Annahütte (Germany). By the use as a compression member in reinforced concrete precast columns, it should be possible to absorb very high loads, such as those occurring in high-rise construction, and to allow revealing designs with a rapid production. Only used in a few buildings, the development of the new system is still in its infancy. In addition to this, the use is associated with the problem that there is still no normative regulation, with economic utilization of the steel, since the limits of the EC 2 are exceeded. It therefore requires further research and development work.

For this reason, in the course of the present work, experimental investigations were carried out on reinforced concrete columns with high-strength reinforcing bars and butt joints. The work focused on the analysis of the creep properties under working load as well as the working load behavior in the area of the butt joint. Five different variants of the butt joint and a reference support without impact due to destructive compression tests were checked. In addition, holding levels were introduced in which the load was kept constant in order to enable a creep transfer and thus a relief of the concrete. All variants were preliminary tests on a scale of 1:2, which were equipped with four high-strength reinforcing bars with a diameter of 30 mm.

The results of the experiments confirm the potential of the novel SAS 670/800. By creeping during the holding stages the full capacity of the steel could be used. Although the butt joint itself still showed weak points in the design, the failure picture suggests that, through further optimization, it could succeed in designing it in such a way that no load losses occur in this area. A further development and the processing of a normative regulation for the dimensions would be desirable.

## Inhaltsverzeichnis

<b>Danksagung</b>	<b>I</b>
<b>Kurzfassung</b>	<b>II</b>
<b>Abstract</b>	<b>III</b>
<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>IV</b>
<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1 Aufgabenstellung.....	1
1.2 Zielsetzung .....	2
<b>Grundlagen</b>	<b>4</b>
2.1 Allgemein .....	4
2.2 Ausführungsvarianten von Stumpfstoßen .....	4
2.2.1 Querkzugspannungen .....	5
2.2.2 Mörtelbett mit Stirnflächenbewehrung.....	5
2.2.3 Mörtelbett mit Stahlplatte .....	6
2.2.4 Stützenstoß mit hochfestem Bewehrungsstahl.....	7
2.3 Bemessung .....	9
2.3.1 Bemessung nach EC 2 .....	9
2.3.2 Bemessungsmodell für stumpf gestoßene Fertigteilstützen [2] .....	12
2.3.3 Bemessung von Stützen mit hochfestem Betonstahl.....	15
2.4 Hochfester Bewehrungsstahl SAS 670/800.....	17
2.4.1 Eigenschaften des SAS 670/800.....	17
2.4.2 Einsatz des hochfesten Bewehrungsstahls als Druckglied in Stahlbetonstützen....	18
2.4.3 Einfluss aus Kriechen und Schwinden.....	20
2.4.4 Einfluss großer Stabdurchmesser .....	22
2.4.5 Wirtschaftliche Vorteile .....	22
2.4.6 Zusammenfassung der Vor- und Nachteile des SAS 670/800 .....	23
<b>Experimentelle Untersuchungen</b>	<b>24</b>
3.1 Allgemeines .....	24
3.2 Ausführungsvarianten .....	25
3.2.1 Variante 1: Referenzstütze.....	25
3.2.2 Variante 2: Stütze mit Stumpfstoß.....	25
3.2.3 Variante 3: Stütze mit Stumpfstoß und Aufweitung .....	26
3.2.4 Variante 4: Stütze mit Stumpfstoß und Stirnflächenbewehrung .....	26
3.2.5 Variante 5: Stütze mit UHPC Kontinuum .....	27
3.2.6 Variante 6: Stütze mit UHPC Kontinuum und Aufweitung.....	27
3.3 Herstellung der Versuchskörper.....	34

3.4 Bestimmung der Materialeigenschaften .....	36
3.4.1 Würfeldruckfestigkeit und Zylinderdruckfestigkeit .....	36
3.4.2 Spaltzugfestigkeit .....	37
3.4.3 Elastizitätsmodul .....	38
3.4.4 Materialkennwerte des Vergussmörtels .....	39
3.4.5 Materialkennwerte des UHPC.....	40
3.4.6 Zusammenfassung der Materialkennwerte.....	41
3.4.7 Materialkennwerte des hochfesten Bewehrungsstahls .....	42
3.5 Versuchsdurchführung.....	42
3.5.1 Prüfmaschine .....	43
3.5.2 Ablauf.....	44
3.5.3 Aufzeichnung und Messgerät .....	44
<b>Versuchsergebnisse und Versuchsauswertung</b>	<b>46</b>
4.1 Allgemeines .....	46
4.2 Bruchlasten und Stauchungen.....	46
4.3 Kraft-Dehnungs-Beziehung.....	47
4.3.1 Kraft-Dehnungs-Beziehung des Stützenknotens .....	47
4.3.2 Vergussfuge.....	54
4.3.3 UHPC-Kontinuum.....	54
4.4 Rissbild und Versagenszustand.....	55
4.5 Lastanteile und Lastumlagerung .....	57
4.5.1 Lastanteile.....	57
4.5.2 Problemstellung: Fließen der Stahlplatte .....	58
4.5.3 Lastumlagerung.....	59
4.6 Gegenüberstellung der Varianten .....	63
4.7 Vergleich mit Versuchen aus der Literatur.....	67
<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>70</b>
5.1 Zusammenfassung.....	70
5.2 Ausblick .....	71
<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>73</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>75</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>77</b>
<b>Anhang</b>	<b>78</b>





Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Kapitel 1

## Einleitung

### 1.1 Aufgabenstellung

Der Hochhausbau findet seinen Ursprung Mitte des 19. Jahrhunderts in den USA und wurde damals durch die stark anwachsenden Grundstückspreise in den Städten und den steigenden Bedarf an Büro- und Wohnräumen angetrieben. Aber auch einige wichtige Entwicklungen, wie der hydraulische Aufzug, waren Grundsteine für den Beginn des Strebens nach Höhe.

Mit dem klassischen Mauerwerksbau stieß man schnell an seine Grenze. Die hohen vertikalen Lasten wurden in Folge durch die Entwicklung der Skelettbauweise und dem Einsatz von Stahl, Stahlbeton und der Verbundbauweise abgetragen. In den letzten Jahrzehnten bestand die Aufgabe darin, Materialien zu verbessern und den Herstellungsprozess zu optimieren. Die Anforderungen betrafen vor allem die Konstruierbarkeit, die Verfügbarkeit der Materialien sowie der notwendigen Geräte und die Wirtschaftlichkeit.

Heute haben sich die Ansprüche an Hochhausbauten etwas geändert. Neben einer raschen und günstigen Herstellung werden hohe Anforderungen an die architektonische Gestaltungsfreiheit gestellt. Gleiche und möglichst kleine Stützenabmessungen über die Geschoße sind gefordert. Wichtig ist dabei auch die Möglichkeit der Nutzungsänderung des Gebäudes. Außerdem ist eine ressourcenschonende Bauweise, mit minimalen Einfluss auf die Natur während des gesamten Lebenszyklus ein wichtiger Punkt bei der Beurteilung geworden. Diese vielfältigen Bedürfnisse fordern neue Ideen und Fortschritte auf den Gebieten der Konstruktionsmethoden und Materialien.

Im Bereich der Baustoffe wurde für Stahlbetonstützen ein neuer Bewehrungsstahl entwickelt. Es handelt sich um einen, von der Firma Annahütte (Deutschland) erforschten, hochfesten Gewindestahl mit der Bezeichnung SAS 670/800. Dieser zeichnet sich vor allem durch folgende Vorteile aus:

- Seine charakteristische Fließgrenze liegt mit  $670 \text{ N/mm}^2$  über jener des in Österreich üblich eingesetzten Baustahls mit  $550 \text{ N/mm}^2$ .
- Durch die Verfügbarkeit von Durchmessern bis 75mm gelingen Bewehrungsgrade bis zu 20 %.
- Übergreifende Bewehrungsstöße sind auf Grund verschiedenster Zusatzteile, wie Muffenstöße, nicht notwendig.

Ein Problem, das sich aber im Zusammenhang mit der Verwendung des hochfesten Bewehrungsstahls als Druckglied in Stahlbetonstützen aufzeigt, ist das Fehlen der normativen Grundlagen. Im EC 2 definierte Anwendungsgrenzen machen die Anwendung dieser Norm nur begrenzt möglich beziehungsweise erlauben es nicht, die beiden Materialien optimal auszunutzen. Die Schwierigkeiten werden im Einzelnen nachfolgend kurz vorgestellt:

- Die Verwendung des Eurocodes setzt voraus, dass die Streckgrenze des Bewehrungsstahls zwischen 400-600 N/mm<sup>2</sup> liegt. Der SAS 670/800 erfüllt mit einer Streckgrenze von 670 N/mm<sup>2</sup> dieses Kriterium nicht.
- Die Stauchung von Beton bei näherungsweise zentrischer Normalkraftbeanspruchung wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit, abhängig von der Betonqualität, mit  $\varepsilon_{c2} = 2,00 \text{ ‰}$  bis 2,60 ‰ begrenzt, was einem Versagen bei rascher Lastaufbringung entspricht. Eine volle Ausnutzung des SAS 670/800 bedarf aber einer Stauchung von  $670 \text{ N/mm}^2 / 1,15 / 205000 \text{ N/mm}^2 = 2,84 \text{ ‰}$  und somit einer Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens des Betons [4].
- Der Eurocode beschränkt weiters die Stabdurchmesser der Bewehrung auf 40 mm und die Bewehrungsgrade im Stoßbereich mit 9 ‰. Diese Anforderungen wurden vermutlich zur Gewährleistung der Betonierbarkeit sowie zur Sicherung der Qualität festgelegt. Versuche zur Anwendung großer Stabdurchmesser und hoher Bewehrungsgrade wurden am iBMB, Fachbereich Massivbau der TU Braunschweig bereits durchgeführt [8].

Der Einsatz des SAS 670/800 als Druckglied in Stahlbetonstützen ist deshalb seit 2013 in der Zulassung ETA-13/0840 geregelt und beinhaltet die entsprechenden Abweichungen des Eurocode 2, basierend auf einer Vielzahl von Stützenversuchen der Firma Annahütte (Deutschland).

Bezüglich einer Optimierung des Herstellungsprozesses sowie der Entwicklung innovativer Konstruktionsmethoden setzt man künftig immer stärker auf eine Vorfertigung im Werk. Im Zusammenhang mit dem vorhin erwähnten SAS 670/800 ist hier besonderes Augenmerk auf den Stoß einzelner Stützen zu legen. Im Fertigteilbau ist es nicht beziehungsweise nur sehr schwer möglich die Bewehrung der unteren Stütze in die obere weiterzuführen und somit die Kraftübertragung zu gewährleisten. Der stumpf gestoßene Stützen-Deckenknoten stellt daher eine Schwachstelle dar und muss genauer betrachtet werden. In diesem Bereich hat auch die Firma Annahütte (Deutschland) noch wenig Erfahrungswerte sammeln können. Im Zuge erster Ausführungen, wie dem Bau des Opernturms in Frankfurt, den Tanzenden Türmen in Hamburg und dem Taunusturm in Frankfurt wurden Versuche, betreffend der Stoßausbildung, durchgeführt und in [7] ausführlich beschrieben.

Aufgabe dieser Arbeit ist es, auf Grund der dargestellten Problemstellungen, Versuche mit Stützen aus hochfestem Bewehrungsstahl und Varianten von Stumpfstoßen durchzuführen. Dabei sollen bereits beschriebene Erkenntnisse aus [4,5,7] überprüft, das Dehnungsverhalten des Betons unter Kriechen und Schwinden beobachtet und die Traglastreduktion durch die unterschiedlichen Stoßvarianten im Vergleich zu einer Referenzstütze beschrieben werden.

## 1.2 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit verfolgt das Ziel, ein besseres Verständnis für das Tragverhalten von stumpf gestoßenen Stützen mit hochfestem Bewehrungsstahl auf Grund experimenteller Versuche zu erlangen. Als Teil eines Forschungsprojekts an der TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen, handelt es sich um erste Vorversuche bei denen hochbewehrte Stützen unter Einsatz des SAS 670/800 und verschiedenen Stoßausführungen untersucht werden.

Der Fokus liegt vor allem auf der Beobachtung des Kriech- und Schwindverhaltens des Betons und dem Verhalten der Stumpfstoßvarianten im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Es soll festgestellt werden, ob die einzelnen Varianten der Stoßausbildungen im Vergleich zur Referenzstütze ohne Stoß mit einem Tragfähigkeitsverlust behaftet sind.

Kapitel 2 dient dazu einen Überblick über die bestehenden Stumpfstoßausführungsvarianten zu geben. Verdeutlicht wird speziell der Unterschied der Lastübertragung bei der Verwendung von einem in Österreich üblichen Baustahl B550 und dem neuen SAS 670/800. Dabei wird noch einmal das Problem der Schwachstelle im Stützen-Decken-Knoten aufgegriffen und Möglichkeiten der Bemessung von stumpf gestoßenen Stützen im Grenzzustand der Tragfähigkeit gezeigt. Ein wichtiger Teil dieses Kapitels ist außerdem der hochfeste Stahl SAS 670/800. Es werden auf seine Eigenschaften eingegangen und seine Vorteile aufgezeigt. Die Bedeutung der Entwicklung dieses Gewindestahls und dem Einsatz im Hochhausbau geht klar hervor.

Der wesentliche Teil der Arbeit ist in Kapitel 3 enthalten. In diesem wird der gesamte Versuchsablauf beschrieben. Insgesamt wurden sechs verschiedene Varianten, inklusive der Referenzstütze, in zwei Serien hergestellt und anschließend durch einen zerstörenden Druckversuch mit zwei Haltestufen von je einer Stunde getestet.

Die wichtigsten Aussagen, die aus diesen experimentellen Untersuchungen gewonnen werden, betreffen die Bruchlast sowie das Kriechverhalten des Betons während den Haltezeiten mit konstanter Last. Diese werden in Kapitel 4 zusammengefasst. Kraft-Dehnungs-Diagramme dienen als grafische Veranschaulichung der Ergebnisse. Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen aus den Versuchen werden diese anschließend analysiert. Speziell wird hier auf den Tragfähigkeitsverlust im Stoßbereich sowie das Verhalten des Betons über der Stauchungsgrenze  $\varepsilon_{c2}$  eingegangen. Durch den Vergleich der gezogenen Schlüsse aus den eigenen Versuchen und den Ergebnissen von vergleichbaren Versuchen aus der Literatur wird eine Übereinstimmigkeit geprüft.

Abschließend werden in Kapitel 5 sämtliche gewonnen Ergebnisse noch einmal zusammengefasst und kurz die Notwendigkeit und Richtung weiterer Schritte diskutiert.

# Kapitel 2

## Grundlagen

### 2.1 Allgemein

Um den umfassenden Stand der Technik kurz zusammenzufassen wird in den kommenden Unterkapiteln auf folgende grundlegende Themen kurz eingegangen und auf die entsprechende Literatur verwiesen:

- Ausführungsvarianten von Stumpfstößen
- Bemessung von Stahlbetonstützen nach EC 2 und nach Literaturangaben
- Eigenschaften und Vorteile des SAS 670/800

### 2.2 Ausführungsvarianten von Stumpfstößen

Der Stoß von Fertigteilstützen kann, abhängig von den zu übertragenden Kräften, durch einen reinen Druckstoß oder durch einen biegesteifen Anschluss erfolgen. Die Ausbildung eines biegesteifen Stützenstoßes macht es zwar möglich Biegemomente zu übertragen, ist allerdings sehr aufwendig und in den meisten Fällen nicht unbedingt erforderlich. Üblich heutzutage ist demgemäß die Verbindung von Fertigteilstützen über einen reinen Druckstoß (Stumpfstoß), welcher nur eine Übertragung von Normalkräften erlaubt.

Hohe Wichtigkeit bei der Ausbildung des Stumpfstoßes kommt der Lagerfuge zu. Die trockene Verbindung der Druckkraft-Übertragung wird nicht empfohlen, da es auf Grund der Ungenauigkeiten der Bauausführung zu Spannungsspitzen kommt und somit örtliche Schäden nicht verhindert werden können (siehe auch EN-1992-1-1, 10.9.4.3). Bei stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus Normalbeton wird deswegen grundsätzlich zwischen harter und weicher Lagerung differenziert. Der Unterschied ist das Verhältnis der E-Moduln von Fugenmaterial zu Stützenbeton. Beträgt jener des Fugenmaterials mehr als 70 % von jenem des Stützenbetons wird von einer harten Lagerung gesprochen. Für Fugenmörtel trifft dies in den meisten Fällen zu und es wird daher im folgendem nur mehr auf die harte Lagerung eingegangen. Bei weicher Lagerung hingegen spricht man meist von Elastomerlagern [14].

Trotz der Tatsache, dass der Fugenmörtel als harte Lagerung eingestuft wird, besitzt dieser eine größere Querdehnzahl und einen geringeren E-Modul als der angrenzende Stützenbeton. Diese Differenz der Elastizitätsmodule führt zu Querspannungen in den Stirnflächen der Stützen, welche durch zwei mögliche Ausführungsvarianten aufgenommen werden können. Es wird unterschieden zwischen [14]:

- Mörtelbett mit Stirnflächenbewehrung
- Mörtelbett mit Stahlplatte

### 2.2.1 Querzugspannungen

Bevor die beiden Varianten des Stützenstumpfstoßes näher vorgestellt werden, wird kurz auf das Problem der entstehenden Querzugspannungen an den Stirnflächen der Stützen eingegangen.

Wie bereits angedeutet spielt der Steifigkeitsunterschied der angrenzenden Materialien eine bedeutende Rolle. Kenngrößen, welche die Steifigkeit des Materials beschreiben, sind der Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl. Prinzipiell gilt weiter, dass im weicheren Material Querdruck hervorgerufen wird und der dadurch entstehende mehraxiale Spannungszustand positive Auswirkungen auf die Tragfähigkeit hat. Im steiferen Material hingegen werden Querzugspannungen erzeugt. Diese führen zu Rissen im Beton und zu einer Abminderung der Druckfestigkeit. Dargestellt sind die entstehenden Spannungen in Abb. 1. Diese theoretische Grundlage kann auf das hier vorliegende System, der Vergussfuge zwischen zwei Stahlbetonstützen, angewendet werden. Der Vergussmörtel stellt das weichere Material dar und erzeugt somit Querzugspannungen an der Stirnfläche der angrenzenden Stütze, welche durch eine entsprechende Bewehrung aufgenommen werden müssen um einer Traglastreduktion entgegenzuwirken. Der Vergussmörtel selbst ist, durch den entstehenden mehraxialen Spannungszustand, in der Lage Kräfte weit über der einaxialen Druckfestigkeit aufzunehmen [13].

### 2.2.2 Mörtelbett mit Stirnflächenbewehrung

Bei der Verwendung einer Bewehrung, in der Stirnfläche der Stütze, zur Aufnahme der entstehenden Querzugspannungen, haben Versuche gezeigt, dass sich die Lastabtragung über die Mörtelfuge in zwei Anteile aufteilt. Nur etwa 25 % der Belastung werden über Spitzendruck abgeleitet. Bei diesem Anteil ist zu beachten, dass zusätzlich, zu jenen aus der weicheren Mörtelfuge, Querzugspannungen an der Stützenstirn entstehen. Die restlichen 75 % der Last werden in den Beton eingeleitet und über Verbundspannung abgeleitet. Der Beton bekommt dadurch eine höhere Beanspruchung, welche durch eine Bügelbewehrung aufgenommen werden muss, die eine ausreichende Umschnürung des Kernbetons sicherstellt. Eine zusätzliche Verbügelung im Stützenfuß zur Gewährleistung der End-

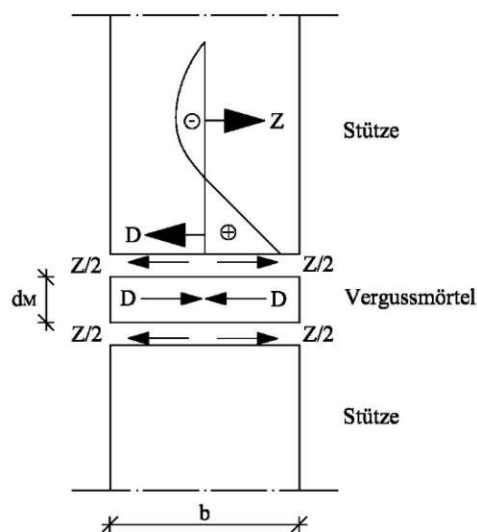


Abb. 1: Modell für Querzugspannungen bei Stumpfstoß [13]

verankerung ist außerdem vorzusehen (siehe Abb. 2, a)) [14].

Überdies sollte bei der Ausbildung eines Stumpfstoßes mit Stirnflächenbewehrung noch darauf geachtet werden, dass der Längsbewehrungsgrad nicht über 6 % liegt. Diese Einschränkung hat vor allem den Hintergrund, sicher zu gehen, dass es nicht zu einer Überbelastung des Betons in diesem Bereich kommt. Die Mörtelfuge wird mit einer Dicke von 20 mm begrenzt [14].

### 2.2.3 Mörtelbett mit Stahlplatte

Die Ausführungsvariante des Stumpfstoßes mit einer Stahlplatte an der Stützenstirn führt zu einer sehr guten Verminderung der Querdehnungen des Fugenmaterials. Laut [14] soll es dadurch möglich sein, die gesamte, von der Stütze abgeleitete Last, über den Mörtel hinweg zu übertragen. Durch die Querdehnungsbehinderung wird im Mörtel ein mehraxialer Spannungszustand erzeugt, der diesem ermöglicht die hohen Lasten, die weit über den maximalen, einaxialen Druckspannungen liegen, aufzunehmen (siehe 2.2.1 Querzugspannungen). In den angrenzenden Randbereichen der Stütze zeigen sich keine zusätzlichen Beanspruchungen, wodurch auch auf eine zusätzliche Bügelbewehrung im Stoßbereich, für die Aufnahme der Endverankerung, verzichtet werden kann (siehe Abb. 2, b)) [14].

Bei der konstruktiven Durchbildung ist darauf zu achten, dass die Längsbewehrung möglichst nahe an die Stahlplatte herangeführt wird, wenn auch auf einen direkten Kontakt verzichtet werden kann. Die Stahlplatte hat eine Mindestdicke von 10 mm aufzuweisen und das Mörtelbett wird, wie

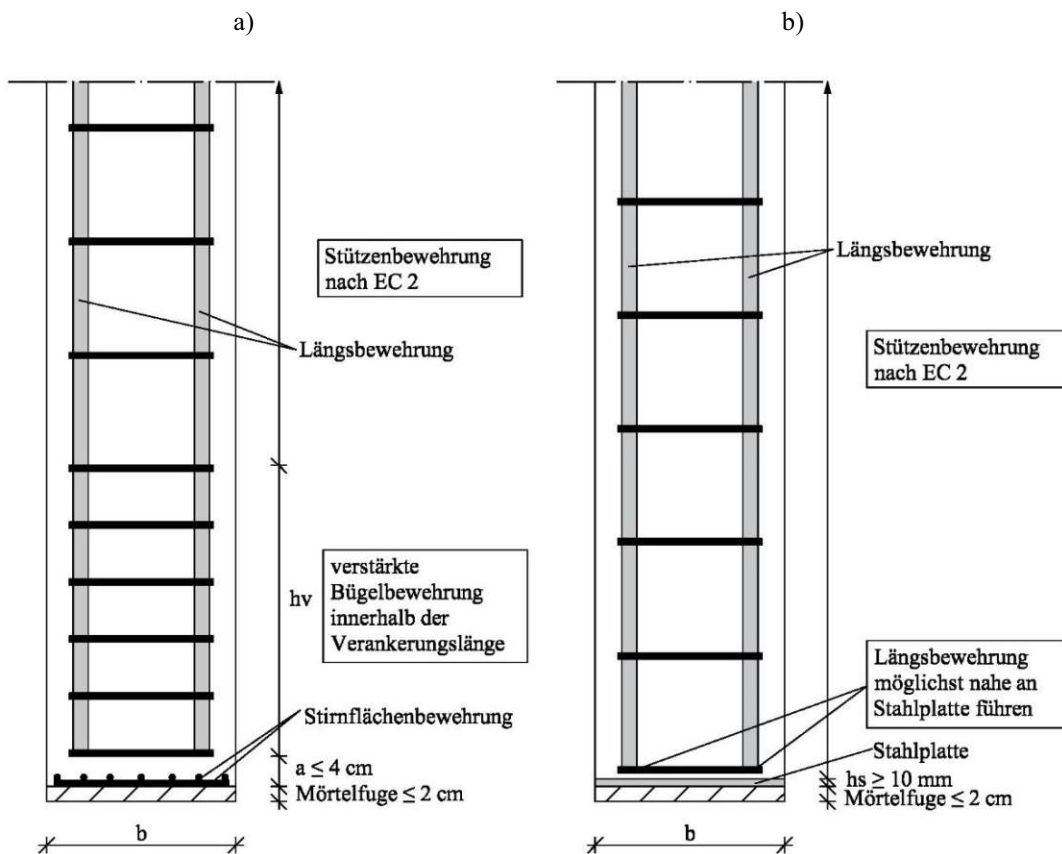


Abb. 2: Stützenstumpfstoß mit Mörtelfuge und a) Stirnflächenbewehrung, b) Stahlplatte [14]

auch bei der Ausführung mit einer Stirnflächenbewehrung, mit einer maximalen Dicke von 20 mm beschränkt [14].

#### 2.2.4 Stützenstoß mit hochfestem Bewehrungsstahl

Durch die Entwicklung des hochfesten Bewehrungsstahl der Firma Annahütte (Deutschland) mussten auch Überlegungen für den Stützenstumpfstoß mit hochfestem Bewehrungsstahl durchgeführt werden. Das Modell der Kraftübertragung, wie es für den normalfesten Baustahl beschrieben wurde, ist bei der Verwendung des neuen SAS 670/800 nicht mehr anwendbar. Sowohl bei der Ausführungsvariante Mörtelbett mit Stirnflächenbewehrung als auch bei der Variante Mörtelbett mit Stahlplatte wird angenommen, dass die Kraft hauptsächlich durch Verbund in den Beton eingeleitet und übertragen wird. Durch die hohe Festigkeit des Stahls würde auch die Beanspruchung des Betons steigen. Ein frühzeitiges Versagen des Betons, vor Erreichen der Streckgrenze des Stahls, wäre die Folge. Die direkte Übertragung der Kräfte im Bewehrungsstahl ist folglich notwendig.

Versuche an realen Stützenabmessungen zu diesem Thema sind in [7] beschrieben und zeigen zufriedenstellende Ergebnisse nur bei der Anordnung einer Stahlplatte an der Stützenstirn. Die Stabkraft wird in diesem Fall direkt an die quer angeordnete Stahlplatte abgegeben und über die Mörtelfuge an den unteren Bewehrungsstab weitergeleitet. Bei der Auswahl der Dicke und Festigkeit des Mörtels muss sichergestellt werden, dass die Mörteltragfähigkeit, durch den entstehenden mehraxialen Spannungszustand, einen ausreichend hohen Wert, von über  $600 \text{ N/mm}^2$ , erreicht. Zusätzlich ist es notwendig, sicherzustellen, dass die Bewehrungsstäbe möglichst exakt übereinander angeordnet sind [7,14].

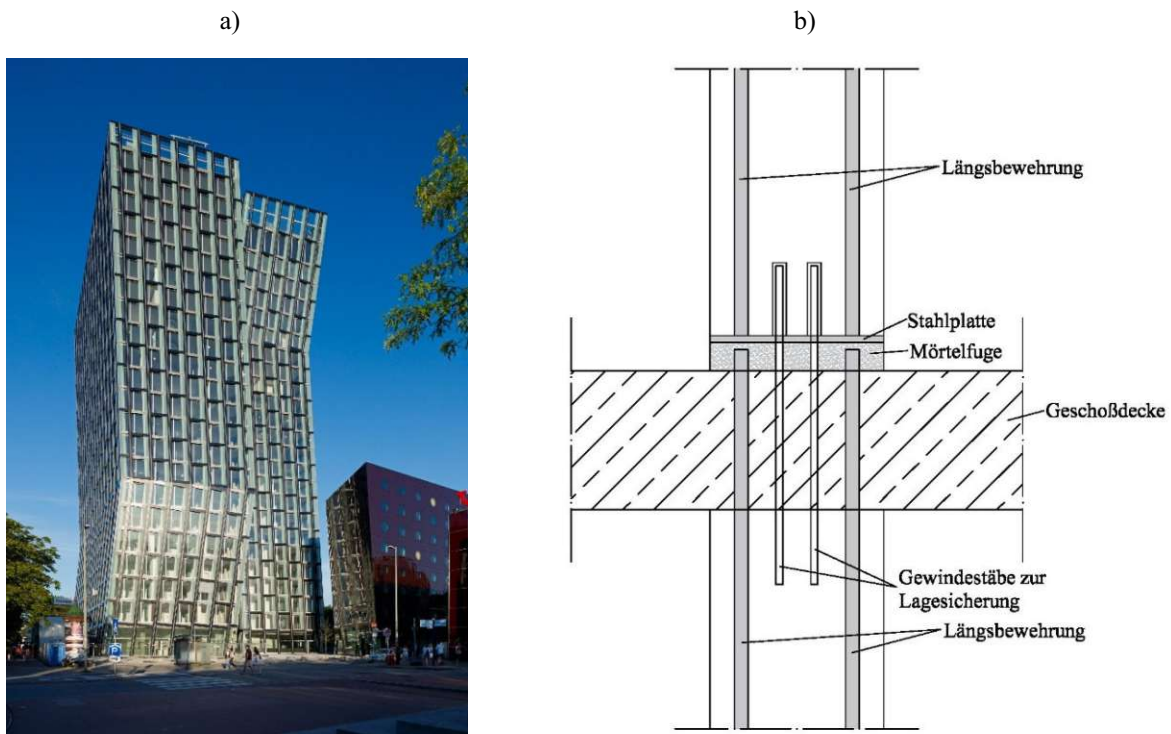


Abb. 3: „Tanzende Türme“ in Hamburg,  
a) Ansicht [21], b) Detail - Stützenstumpfstoß mit hochfestem Bewehrungsstahl [7]



Auf Basis der beschriebenen Überlegungen werden bei jedem weiteren Projekt mit Stahlbetonstützen, Stumpfstoß und hochfestem Stahl der Kenntnisstand erweitert sowie Verbesserung bei der Ausbildung dieses Details vorgenommen.

Eines der ersten Objekte für die Anwendung der Fertigteilstützen mit hochfestem Bewehrungsstahl waren die „Tanzenden Türme“ in Hamburg. Wie in Abb. 3 gezeigt wird, wurden bei diesem Bauvorhaben die Bewehrungsstäbe aus hochfestem Bewehrungsstahl bis über die Deckenoberkante geführt. An der Unterseite der angrenzenden Stütze wurde eine Stahlplatte vorgesehen und somit die direkte Kraftübertragung sichergestellt. Zwischen den beiden Enden der Stützen wurde die Decke betoniert. Der Einbau von Gewindestangen sicherte die genaue Lage der Längsbewehrungsstäbe übereinander [7].

Eine weitere Variante wurde erstmalig beim Taunusturm in Frankfurt ausgeführt (siehe Abb. 4). Mit jeweils einer Stahlplatte an der oberen Stirnfläche der unteren Stütze und einer an der Unterseite der oberen Stütze sowie einer etwa 25 mm Mörtelfuge zwischen den beiden Platten, hatte diese Ausführungsform des Stumpfstoßes den großen Vorteil, dass die Stützen unabhängig von der Decke hergestellt werden konnten. Die Deckenträger sind auf Konsolen aufgelegt worden und beeinflussten nicht den kritischen Weg der Herstellung. Zusätzlich war zu Verbesserung der Kraftübertragung zwischen Längsbewehrung und Stahlplatte ein neues System verwendet worden. Dazu wurde eine Stahlhülse an die Stahlplatte angebracht und der Spalt der zwischen Bewehrung und Platte verblieb mit hochfestem Mörtel vergossen [7].

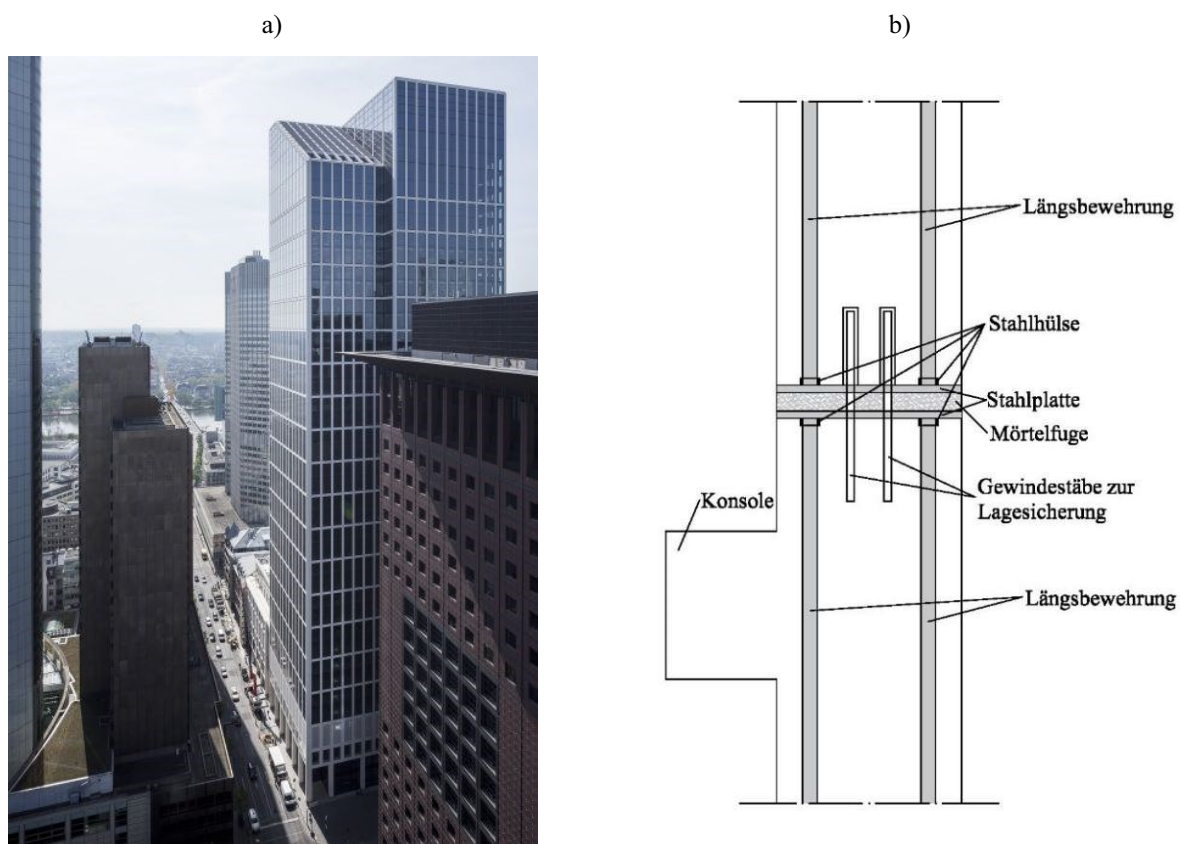


Abb. 4: Taunusturm in Frankfurt,  
a) Ansicht [22], b) Detail - Stützenstumpfstoß mit hochfestem Bewehrungsstahl [7]

## 2.3 Bemessung

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit von auf Druck beanspruchten Stahlbetonstützen erfolgt im Allgemeinen nach EN 1992-1-1. Die Anwendung dieser Norm setzt voraus, dass die Betonfestigkeit zwischen C12/15 und C90/105 liegt und die Betonstähle eine Streckgrenze zwischen 400 und 600 N/mm<sup>2</sup> aufweisen. Bei Betonfertigteilen muss ein besonderes Augenmerk auf die Verbindung der einzelnen Konstruktionsteile gelegt werden. Bezüglich diesen Details hält sich der aktuell gültige Eurocode allerdings stark zurück, weshalb hier gerne auf Ansätze der Literatur zurückgegriffen wird. Nachfolgend wird deshalb neben der Berechnung nach dem EC 2 auch auf ein weiteres Bemessungsmodell eingegangen.

### 2.3.1 Bemessung nach EC 2

#### 2.3.1.1 Bemessung der erforderlichen Querschnittsbewehrung

Für die Bemessung eines Stahlbetondruckgliedes im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden folgende Annahmen getroffen:

- Eine Knickgefahr wird ausgeschlossen.
- Die Stütze wird zentrisch belastet, das heißt es werden keine Imperfektionen berücksichtigt und somit treten auch keine Biegemomente auf.
- Die Dehnungen verteilen sich gleichmäßig über den Querschnitt.

$$\varepsilon = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \frac{\Delta l}{l} = \frac{N_s}{A_s \cdot E_s} = \frac{N_c}{A_c \cdot E_c} \quad (1)$$

mit

$\varepsilon_c$  Betondehnung

$\varepsilon_s$  Stahldehnung

$\Delta l$  Verkürzung des Druckgliedes

$l$  Länge des Druckgliedes

Um die erforderliche Druckbewehrung ermitteln zu können, ist es notwendig die Grenzzustandsgleichung ( 2 ) und die rechnerisch aufnehmbare Druckkraft ( 3 ) zu betrachten (siehe auch Abb. 5).

$$N_{Ed} = N_{Rd} \quad (2)$$

$$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} + (A_c - A_s) \cdot f_{cd} \cong A_s \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \quad (3)$$

mit

$A_s$  Querschnittsfläche der Bewehrung

$A_c$  Bruttobetonfläche

$f_{yd}$  Bemessungswert der Betonstahlstreckgrenze

$f_{cd}$  Bemessungswert der Beton Zylinderdruckfestigkeit

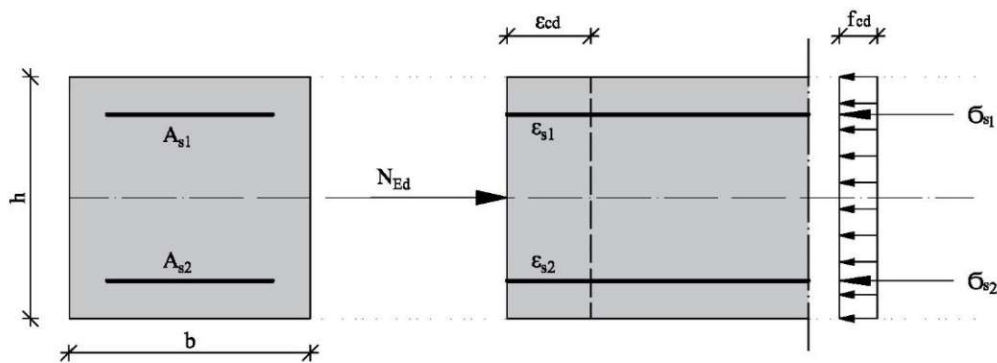


Abb. 5: Dehnungen und Spannungen bei zentrischer Druckbeanspruchung [20]

Durch Umformung erhält man im Anschluss die erforderliche Bewehrung zu:

$$A_s = \frac{N_{Ed} - A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4)$$

Zu beachten ist, dass die Annahme der Imperfektionsfreiheit nicht dem Sicherheitskonzept des EC 2 entspricht. Eine Mindestausmitte und Zusatzausmitte sind immer anzusetzen. Auch Knicken, die Berechnung nach der Theorie II. Ordnung, ab einer bestimmten Schlankheit der Stütze, sowie konstruktive Vorgaben sind zu berücksichtigen. Näheres dazu kann in EN 1992-1-1 nachgelesen werden und wird hier nicht behandelt.

### 2.3.1.2 Modifizierte Betondruckfestigkeit nach SIA 262: 2013

Ergänzend wird in diesem Zusammenhang kurz auf die Besonderheiten bei der Bestimmung der Betondruckfestigkeit in der Schweiz sowie in Deutschland (siehe 2.3.1.3) eingegangen.

Die in der Schweiz gültige SIA 262 berücksichtigt eine Erhöhung der Druckfestigkeit des Betons bei dreiachsiger Druckbeanspruchung (siehe SIA 262: 2013, 4.2.1.8). Dies ist beispielsweise der Fall, wenn eine Umschnürungsbewehrung vorhanden ist, wie in Abb. 6 dargestellt. Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit darf um den Faktor  $k_c$  erhöht werden. Dieser ergibt sich zu:

$$k_c = 1 - 4 \cdot \frac{\sigma_1}{f_{cd}} \leq 4 \quad (5)$$

Bei der Bestimmung des Manteldrucks  $\sigma_1$ , welcher durch die Bügel hervorgerufen wird, wird zwischen Kreisquerschnitt und Rechteckquerschnitt der Stütze unterschieden und er beträgt:

- für den Kreisquerschnitt:

$$\sigma_1 = -\omega_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{s_c}{d_c}\right) \quad (6)$$

$$\text{mit } \omega_c = \frac{A_{sc} \cdot f_{sd}}{s_c \cdot d_c \cdot f_{cd}}$$

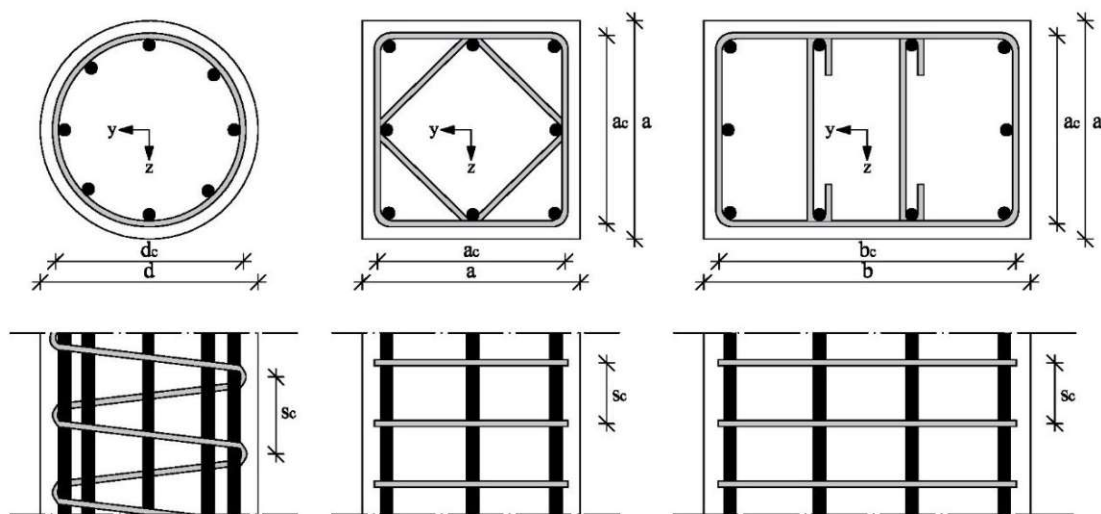


Abb. 6: Druckglieder mit Umschnürungsbewehrung – SIA 262: 2013

- für den Rechteckquerschnitt:

$$\sigma_1 = -\omega_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{s_c}{a_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_c}{b_c}\right) \quad (7)$$

$$\text{mit } \omega_c = \min\left(\omega_y = \frac{A_{sy} \cdot f_{sd}}{a_c \cdot d_c \cdot f_{cd}}, \omega_z = \frac{A_{sz} \cdot f_{sd}}{b_c \cdot d_c \cdot f_{cd}}\right)$$

Zu beachten ist allerdings, dass bei Berücksichtigung des Erhöhungsfaktors  $k_c$  nur der Querschnitt des Kernbetons herangezogen werden darf. Sämtlicher Beton außerhalb der Umschnürung wird nur einaxial auf Druck beansprucht, besitzt deshalb keine erhöhte Festigkeit und kann abplatzen.

### 2.3.1.3 Modifizierte Betondruckfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 + NA

Ein etwas anderer Einfluss auf die Betondruckfestigkeit wird unter anderem im nationalen Anhang der DIN EN 1992-1-1 beachtet und führt zu einer Abminderung dieser. Es handelt sich um den Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen. In Abb. 7 ersichtlich ist die Abnahme der Druckfestigkeit unter Zunahme der Verformungen bei Dauerlast, wobei die Druckfestigkeit an den 0,8-fachen Wert der charakteristischen Druckfestigkeit konvergiert (Linie 4). In Deutschland wurde aus diesem Grund der zugehörige Beiwert  $\alpha_{cc}$  mit 0,85 festgelegt.

Weiters geht aus dieser Abbildung der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit hervor, welcher in 2.4.3 noch näher behandelt wird.

### 2.3.1.4 Konstruktive Durchbildung des Stützenstoßes nach EC 2

Wie bereits angedeutet, sind die normativen Regelungen in Europa bezüglich der Druckkraftübertragung bei Stützenstoßen aus Fertigteilen etwas unterschiedlich. In Abschnitt 10.9.4.3 der EN 1992-1-1 wird für Fugen aus verformbarem Fugenmaterial festgelegt, dass Querzugspannungen zu berücksichtigen sind, und die, zur Aufnahme dieser, erforderliche Bewehrung, soweit kein genaueres Modell vorhanden ist, durch Gleichung ( 8 ) berechnet werden kann.

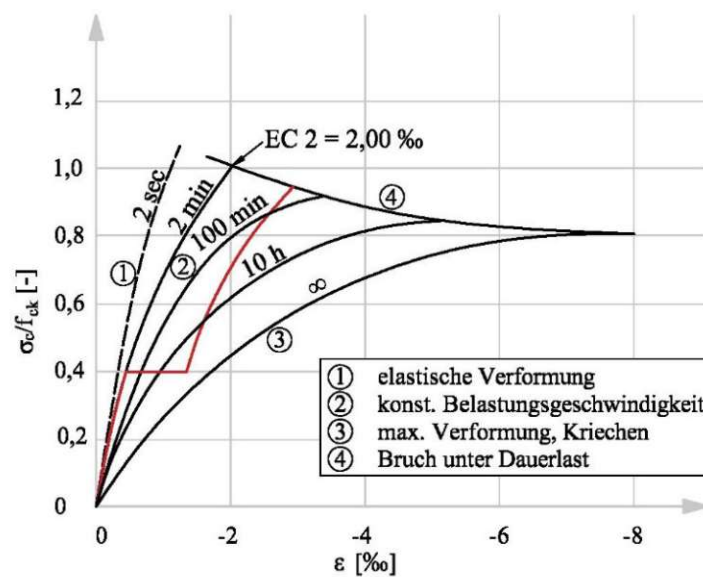


Abb. 7: Spannungs-Dehnungslinie von Beton unter Berücksichtigung der Belastungsgeschwindigkeit [4]

$$A_s = 0,25 \cdot \frac{t}{h} \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} \quad (8)$$

mit

$A_s$  Bewehrungsfläche an der Oberfläche

$t$  Dicke des Fugenmaterials

$h$  Abmessung des Fugenmaterials in Richtung der Bewehrung

$F_{Ed}$  Druckkraft in der Lagerfuge

Bezüglich der maximalen Tragfähigkeit der Fuge wird im EC 2 auf Kapitel 6.7 Teilflächenpressung verwiesen.

### 2.3.2 Bemessungsmodell für stumpf gestoßene Fertigteilstützen [2]

In [2] wird ein Bemessungsmodell beschrieben, das eine wirtschaftliche Konstruktion von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus Normalbeton und einem üblichen Bewehrungsstahl erlaubt. Es handelt sich um ein von Minnert [2], ursprünglich für hochfeste Betone, entwickeltes Modell, dessen Anwendungsbereich, im Anschluss durch Versuche, auf Normalbetone erweitert wurde.

#### 2.3.2.1 Tragfähigkeit des Stützenstoßes

Das Tragverhalten einer stumpf gestoßenen Fertigteilstütze aus Normalbeton und einem Bewehrungsstahl B550 ist nach [2] abhängig von der Art des ausgebildeten Stützenstoßes sowie den Flächenanteilen und Festigkeiten von Beton und Bewehrung. Sie ergibt sich wie folgt:

$$N_{Rd} = -\kappa \cdot (A_{cn} \cdot f_{cd} + A_{st} \cdot f_{yd}) \quad (9)$$

$\kappa$  beschreibt die zuvor erwähnte Art der Stoßausbildung. Für Stützenstöße mit Stahlplatte wird  $\kappa=1,00$  gesetzt und bei einer Stirnflächenbewehrung ist  $\kappa=0,90$ .

### 2.3.2.2 Konstruktive Durchbildung des Stützenknotens

Auch bei der Bemessung der gesondert einzulegenden Bewehrung im Bereich des Stützenstoßes ist zwischen den Varianten mit Stahlplatte und Stirnflächenbewehrung zu unterscheiden.

Wie bereits in 2.2.3 erläutert wurde, gibt es bei der Anwendung einer Stahlplatte keine Notwendigkeit für eine zusätzliche Bügelbewehrung. Hier gilt eine Mindestdicke der Stahlplatte von 10 mm und die Anforderung die Längsbewehrung möglichst nahe, mit einem maximalen lichten Abstand von 10 mm, an die Stahlplatte zu führen.

Anders erfolgt die konstruktive Durchbildung und Bemessung bei einer Bewehrung in der Stirnfläche. Hier muss zum einen die erforderliche Stirnflächenbewehrung ermittelt werden und zum anderen die Berechnung der zusätzlichen Bügel zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Betons und zur Aufnahme der, aus der Endverankerung der Längsbewehrung entstehenden Ringzugspannungen, durchgeführt werden.

Um die erforderliche Bewehrung in der Stirnfläche der Stützen bestimmen zu können, wird zuerst die Querkraft, die zufolge Spitzendruck und E-Moduln-Differenzen entsteht, berechnet.

$$Z_{sd,q,Stirn} = \sigma_{xd} \cdot A_c \cdot \frac{4,2 \cdot 10^{-2}}{\left(1 + \frac{2 \cdot b}{3 \cdot d_M}\right)} + 0,25 \cdot f_{yd} \cdot A_{sl}^* \quad (10)$$

mit

$\sigma_{xd}$  als größte Druckspannung im Bereich des Stoßes im ULS

$$\sigma_{xd} = \frac{A_{cn} \cdot f_{cd} + 0,75 \cdot A_{sl} \cdot f_{yd}}{A_c} \quad (11)$$

$A_c$  Bruttobetonquerschnittsfläche

$A_{cn}$  Nettobetonquerschnittsfläche

$A_{sl}$  Betonstahlquerschnitt der Längsbewehrung

$A_{sl}^*$  Fläche der Längsbewehrung einer Stützenflanke (die Querkraft in Richtung  $b$  erzeugt)

$b$  Stützenbreite

$d_M$  Dicke der Mörtelfuge

$f_{yd}$  Bemessungswert der Betonstahlstreckgrenze

$f_{cd}$  Bemessungswert der Beton Zylinderdruckfestigkeit

Aus der vorhandenen Querkraft ergibt sich die erforderliche Stirnflächenbewehrung zu:

$$erf. A_{s,q,Stirn} = \frac{Z_{sd,q,Stirn}}{f_{yd}} \quad (12)$$

Sind die Grundrisse der Stützen nicht doppelsymmetrisch, teilt sich die Ermittlung der einzulegenden Bewehrung in die Stirnfläche in die beiden Hauptrichtungen auf. Eingebaut wird diese direkt an der Stirnfläche der Stütze ohne Betondeckung.

Die beiden Kraftanteile, für die zusätzlich erforderliche Bügelbewehrung an den Enden der Stütze, ergeben sich wie folgt:

- für den Anteil aus Ringzugkraft:

$$Z_{Rd,i} = 0,12 \cdot \left( \sum_{j=1}^n A_{sl,i} \right) \cdot f_{yd} \quad (13)$$

mit

$i$  Nummer des Einzelbügels je Bügellage

$A_{sl,i}$  Querschnittsfläche eines Längsbewehrungsstabes

- für den Anteil aus Umschnürung des Kernbetons:

$$Z_{sd,q,Umsch} = \frac{b_k \cdot l_b}{k_e} \cdot 0,046 \cdot \max. \Delta f_{cd} \quad (14)$$

mit

$k_e$  Reduktionsfaktor für die effektiv umschnürte Fläche nach [2]

$l_b$  Verankerungslänge im Bruchzustand für 75 % des Traglastanteils der Längsbewehrung

$$l_b = 0,75 \cdot \left( \frac{d_s}{4} \right) \cdot \left( \frac{f_{yk}}{2,25 \cdot f_{ctk;0,05}} \right) \quad (15)$$

$d_s$  größter Stabdurchmesser der Längsbewehrung

$f_{ctk;0,05}$  5 % Quantil der charakteristischen Betonzugfestigkeit

$\Delta f_{cd}$  maximale Überlastung der Betondruckfestigkeit

$$\max. \Delta f_{cd} = \frac{0,75 \cdot A_{sl} \cdot f_{yd}}{A_{k,n}} \quad (16)$$

$A_{k,n}$  Nettokernquerschnitt

$b_k$  Breite des Kernquerschnitts als Achsmaß der Bügel

Daraus folgt die erforderliche Anzahl der Bügel:

$$n_{qd,Verb,i} = \frac{Z_{Rd,i}}{A_{s,q,i} \cdot f_{yd}} \quad (17)$$

$$n_{qd,Umsch} = \frac{Z_{sd,q,Umsch}}{\sum A_{s,q} \cdot f_{yd,q}} \quad (18)$$

mit

$A_{s,q,i}$  Querschnittsfläche des Einzelbügels

$\sum A_{s,q}$  Querschnitt der gesamten Querbewehrung im Mittelschnitt (einer Bügellage)

$f_{yd,q}$  zulässige Stahlspannung der Querbewehrung für die Umschnürung des Kerns

Da im unteren Bereich der Verankerungslänge verstärkter Querzug zu erwarten ist, erfolgt die Aufteilung der Bügel nicht regelmäßig. 50 % der verstärkten Querbewehrung werden im unteren Drittel von  $l_b$  angeordnet, die restlichen 50 % in den oberen zwei Dritteln.

Diese Berechnung ist mit einem gewissen Aufwand verbunden und führte daher zu der Einführung von Traglasttabellen und Diagrammen [2]. Unter Verwendung der oben gezeigten Rechenschritte werden diese Tabellen und Diagramme auf einen C35/45, einen Längsstabdurchmesser von 16 mm und einen Bügeldurchmesser von 10 mm bezogen. Bei abweichenden Eingangsparametern muss mit entsprechenden Umrechnungsfaktoren gerechnet werden. Über die Abmessungen der Stütze kann in den Tabellen direkt auf die Traglast geschlossen werden. In den Diagrammen sind die Eingangsparameter die Stützenbreite und die Anzahl der Längsbewehrungen. Abgelesen wird die erforderliche Anzahl der Bügellagen, die innerhalb der Verankerungslänge eingebracht werden müssen. Beispielhaft sind dazu in Tab. 1 und in Abb. 8 aus [2] die Bemessungstabelle für die Tragfähigkeit und ein Bemessungsdiagramm für eine rechteckige Stütze zur Bestimmung der erforderlichen Bügelanzahl angegeben.

### 2.3.3 Bemessung von Stützen mit hochfestem Betonstahl

Die Berechnung von Stützen mit hochfestem Betonstahl, unter Ausnutzung der Streckgrenze des SAS 670/800, ist noch nicht normativ geregelt und ist Herausforderung laufender Entwicklungen. Ausführungen mit einem SAS 670/800 werden im Moment noch basierend auf Versuchsreihen mit Zustimmungen im Einzelfall durchgeführt. Dabei wird vor allem Augenmerk auf den Stoßbereich gelegt, für den es derzeit noch kein geeignetes Modell zur Beschreibung der auftretenden Kräfte und sowie zur Bemessung gibt.

Für die Bemessung des Stützenquerschnitts wurde vorerst von dem Stahlwerk Annahütte

Ermittlung der erf. Anzahl Bügellagen  $n_{q,d} = F_C \times F_L \times F_B \times N$

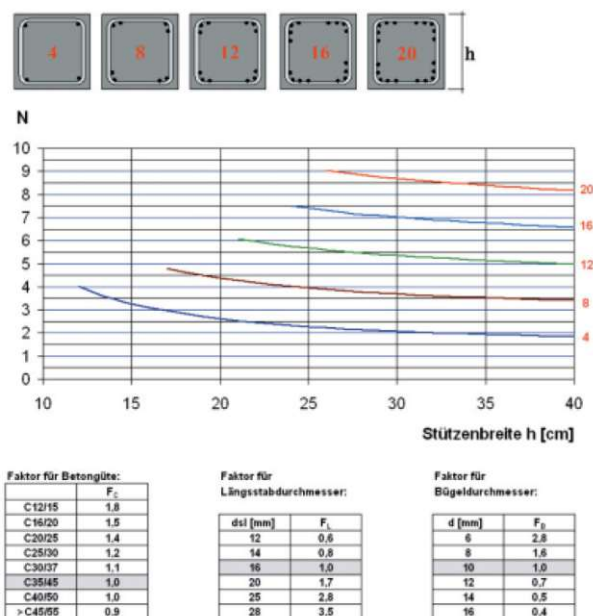


Abb. 8: erforderliche Anzahl der Bügel [2]



$N_{Rd} = N_{cd} + N_{sd}$  bei einem Stützenstoß mit Stahlplatte in der Stirnfläche bzw. Auflagerung der Stütze  
 $N_{Rd} = 0,9 \cdot (N_{cd} + N_{sd})$  bei einem Stützenstoß mit Stirnflächenbewehrung

Bei anderen Betonfestigkeitsklassen  $N_{cd} = \text{Tafelwert} \cdot k$

b \ h	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80		k	
20	793	992	1190	1388	1587	1785	1983	2182	2380	2578	2777	2975	3173	C 16/20	0,46	
25		1240	1488	1735	1983	2231	2479	2727	2975	3223	3471	3719	3967	C 20/25	0,57	
30			1785	2083	2380	2678	2975	3273	3570	3868	4165	4463	4760	C 25/30	0,71	
35				2430	2777	3124	3471	3818	4165	4512	4859	5206	5553	C 30/37	0,86	
40					3173	3570	3967	4363	4760	5157	5553	5950	6347	C 35/45	1,00	
45						4016	4463	4909	5355	5801	6248	6694	7140	C 40/50	1,14	
50							4958	5454	5950	6446	6942	7438	7933	C 45/55	1,29	
55								6000	6545	7090	7636	8181	8727	C 50/60	1,43	
60	Traglastanteil des Betonquerschnitts $N_{cd}$ in kN									7140	7735	8330	8925	9520	C 55/67	1,56
65	(C 35/45)										8380	9024	9669	10313	C 60/75	1,68
70											9718	10413	11107	C 70/85	1,92	
75												11156	11900	C 80/95	2,15	
80													12693	C 90/105	2,37	
Kreis	623	974	1402	1908	2492	3154	3894	4712	5608	6581	7633	8762	9969	C 100/115	2,57	

$b, h =$  Stützenabmessungen in cm

Traglastanteil der Längsbewehrung $N_{sd}$ (Betonstahl 500 S)					
$d_s$ \ Anzahl	4	6	8	10	12
12	197	295	393	492	590
14	268	402	535	669	803
16	350	525	699	874	1049
20	546	820	1093	1366	1639
25	854	1281	1707	2134	2561
28	1071	1606	2142	2677	3213

Tab. 1: Traglasttabelle eines zentrisch belasteten Stützenstoßes [2]

(Deutschland), ein auf MS Excel basierendes, Bemessungstool entwickelt. In diesem ist es bereits möglich Effekte aus der Theorie II. Ordnung und Lastumlagerungen zufolge Kriechen und Schwinden des Betons, wie sie in 2.4.2 beschrieben werden, zu berücksichtigen. Allerdings enthält dieses Programm noch einige Schwachstellen, wie das Fehlen einer Heißbemessung. Die Firma Annahütte (Deutschland) arbeitet laufend an der Verbesserung und versucht ebenfalls, in den kommenden Jahren, den SAS 670/800 in bekannte Bemessungsprogramme zu implementieren [10].

Zur näherungsweise Ermittlung der Tragfähigkeit kann, soweit eine Knickgefahr ausgeschlossen wird, die Summe der aufnehmbaren Kräfte von Beton und Stahl gebildet werden [14].

## 2.4 Hochfester Bewehrungsstahl SAS 670/800

Der SAS 670/800 ist ein von der Firma Annahütte (Deutschland) entwickelter hochfester Stahl, der seinen Ursprung in der Geotechnik hat. Seine Erfindung galt vorerst dem Einsatz als Mikropfähle, Anker oder Bodennägel, wo er durch seine hohe Beanspruchbarkeit auf Druck vor allem die Wirtschaftlichkeit steigerte und kleinere Durchmesser möglich machte. Es lag nahe den Vorteil der großen Tragfähigkeit auch im Stahlbetonbau auszunutzen und die neuen Gewindestäbe als Bewehrung, bei auf überwiegend Druck beanspruchten Stützen, einzusetzen. Hier spielt er vor allem im Hochhausbau, auf Grund der hohen abzuleitenden Lasten, eine große Rolle [9].

### 2.4.1 Eigenschaften des SAS 670/800

Der hochfeste Bewehrungsstahl SAS 670/800 zeichnet sich durch seine hohe Streckgrenze mit  $670 \text{ N/mm}^2$  aus. Verglichen mit anderen Bewehrungsstäben liegt diese zwar unter jener des Spannstahls aber über der, des in Österreich gewöhnlichen Bewehrungsstahls mit  $550 \text{ N/mm}^2$ . Eine Gegenüberstellung der Arbeitslinien zeigt Abb. 10. Außerdem geht hier hervor, dass der SAS 670/800 keine ausgeprägte Streckgrenze aufweist, weshalb diese als  $0,2 \%$  Dehngrenze festgelegt ist. Der Vorteil, der sich daraus ergibt, ist eine hohe Resttragfähigkeit. Im Gegensatz zum Spannstahl hat der neue, hochfeste Stahl die weitere positive Eigenschaft eines bilinearen Spannungs-Dehnungsverhaltens, was bedeutet, dass sich der Stahl bei Zug- und Druckbeanspruchung gleich verhält. Gezeigt wird diese Beziehung in Abb. 9 [10].

Im Herstellungsprozess wird der Stahl warmgewalzt und tempcorisiert um seine Eigenschaften zu

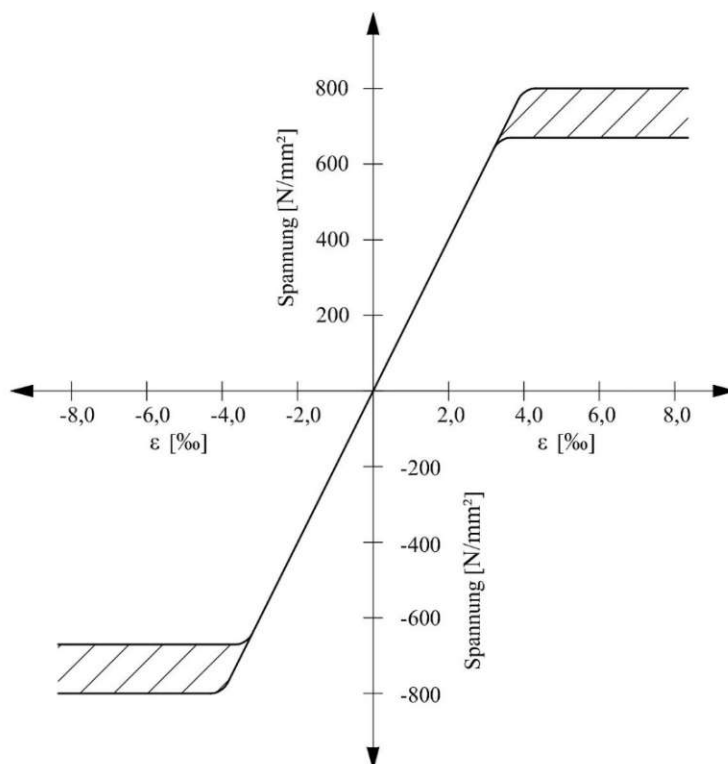


Abb. 9: Spannungs-Dehnungs-Beziehung, S670/800 [4]

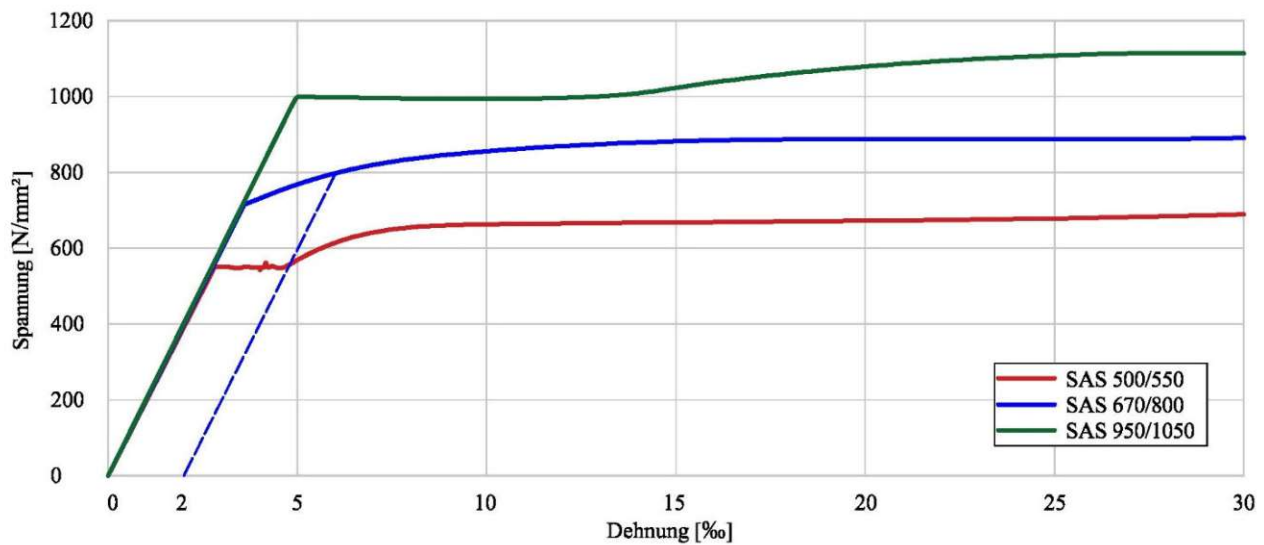


Abb. 10: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für verschiedene Stahlsorten [10]

erhalten. Das Tempcorisieren ist ein sehr kostengünstiges Verfahren bei dem, unter Zuhilfenahme von Wasser, die hohe Festigkeit des Stahls erreicht wird. Verfügbar ist der SAS 670/800 in Durchmessern zwischen 18 und 75 mm. Er besitzt im Gegensatz zum normalen Baustahl eine etwas größere Rippenfläche, was sich speziell im Verbundverhalten positiv auswirkt. Durch eine Vielzahl von diversem Zubehör, wie Muffen und Endverankerungen, welche für alle Durchmesser zur Verfügung stehen, kann der Gewindestahl einfach gestoßen und verankert werden. Der E-Modul liegt mit  $205\,000\text{ N/mm}^2$  etwas über dem eines normalen Baustahls. In Tab. 2 sind die wichtigsten mechanischen Eigenschaften des hochfesten Bewehrungsstahls zusammengestellt [9].

#### 2.4.2 Einsatz des hochfesten Bewehrungsstahls als Druckglied in Stahlbetonstützen

Der Einsatz des SAS 670/800 als Druckglied in Stahlbetonstützen ist mit dem Problem behaftet, dass der eigentliche Vorteil, nämlich der, der hohen Streckgrenze des Stahls, bei Einhaltung des EC 2 nicht ausgenutzt werden kann. Durch die, im rechnerischen Nachweis begrenzte Betonstauchung, welche in Abhängigkeit der Betongüte, zwischen 2,00 ‰ und 2,60 ‰ festgelegt wird und einem Versagen bei hoher Belastungsgeschwindigkeit entspricht (siehe auch EN 1992-1-1, Tabelle 3.1), kann die Fließgrenze des Stahls nicht erreicht werden.

In Tab. 3 wird gezeigt, dass diese Limitierung bereits bei den gewöhnlichen Bewehrungsstählen zu wirtschaftlichen Einbußen führt. Der Stahl darf bei einer vorgegebenen Stauchung von maximal 2,00 ‰, unabhängig von der Stahlgüte, im Grenzzustand der Tragfähigkeit, nur bis zu einer Bemessungslast von  $400\text{ N/mm}^2$  beansprucht werden. Dies führt beispielsweise auch bei dem in Deutschland eingesetzten Baustahl B 500 nicht zur vollen Ausnutzung des Stahls bei Normkraftbeanspruchung, wenn auch diese, mit 92 %, etwas höher und somit wirtschaftlicher ausfällt als bei dem in Österreich verwendeten B 550 (84 %). Der SAS 670/800 erreicht seine Fließgrenze allerdings erst bei Stauchungen von über 2,80 ‰, was einen sinnvollen Einsatz anfänglich hemmte. Eine Berücksichtigung der Kriech- und Schwindumlagerungen während des Gebrauchszustandes wurde erforderlich (siehe dazu 2.4.3). Etwas einfacher ist es hingegen in anderen Ländern geregelt. Etwa ist in

Nenn Durchmesser	Nennmasse	Nennquerschnitt
[mm]	[kg/m]	[mm <sup>2</sup> ]
18	2,00	254
22	2,98	380
25	3,85	491
28	4,83	616
30	5,55	707
35	7,55	962
43	11,40	1452
57,5	20,38	2597
63,5	24,86	3167
75	34,68	4418

charakteristische Streckgrenze	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	670
charakteristische Zugfestigkeit	$f_{uk}$	N/mm <sup>2</sup>	800
Gesamtdehnung bei Höchstkraft	$A_{gt}$	%	≥ 5,00
bezogene Rippenfläche	$f_R$	-	≥ 0,075
Dauerschwingfestigkeit	$d_s=18-43$	N/mm <sup>2</sup>	150
bei $\sigma_{max}=0,7 \cdot f_{yk}$ (Oberspannung)	$d_s=57,5-63,5$	N/mm <sup>2</sup>	120
und $N=2 \cdot 10^6$ (Lastspiele)	$d_s=75$	N/mm <sup>2</sup>	100
E-Modul	E	N/mm <sup>2</sup>	205000

Tab. 2: mechanische Eigenschaften, SAS 670/800 [9]

den USA die Bruchstauchung des Betons mit 3 % festgelegt, wodurch eine Berücksichtigung der Lastumlagerungen nicht notwendig ist, um den Stahl voll auszunutzen.

Neben der Einschränkung auf Grund der festgelegten Bruchstauchung, sieht der EC 2 weitere Grenzwerte vor, die einem vernünftigen Einsatz des SAS 670/800 entgegenstehen. Beispielsweise begrenzt der EN 1992-1-1 den Einsatz von Stäben auf einen maximalen Durchmesser von 40 mm, was aus herstellungsbedingten Gründen einen Bewehrungsgrad über 9 % im Stoßbereich nicht ermöglicht. Durch den SAS 670/800, welcher mit Durchmesser bis 75 mm erhältlich ist, können, unter Einhaltung sämtlicher Mindestabstände, Bewehrungsgehalte bis 20 % erreicht werden. Differenzen gibt es zusätzlich in der Rippengeometrie, wobei hier nachgewiesen werden konnte, dass der

		Bewehrungsstahl			
		B 500	B 550	SAS 670/800	bei Stauchung von 2,00 ‰
E-Modul	N/mm <sup>2</sup>	200000	200000	205000	200000
charakteristische Streckgrenze	N/mm <sup>2</sup>	500	550	670	460
Bemessungswert der Streckgrenze	N/mm <sup>2</sup>	435	478	583	400
Teilsicherheitsbeiwert	-	1,15	1,15	1,15	1,15
Dehnung bei Erreichen der Fließgrenze	‰	2,2	2,4	2,8	2
Ausnutzung des Stahls unter Berücksichtigung der 2,00 ‰-Dehngrenze	%	92	84	69	100

Tab. 3: Bruchdehnungen unterschiedlicher Bewehrungsstähle im Vergleich

SAS 670/800, durch seine Form ein verbessertes Verbundverhalten aufweist. Die Verbindungen mit Muffen erlauben eine volle Lastübertragung und einen Übergriff der einzelnen Stäbe, wie es beim normalen Baustahl erforderlich ist, ist ebenfalls nicht notwendig.

Aus diesem Grund wurden 2013 durch die europäische Zulassung, ETA-13/0840: Hochfestes Bewehrungssystem SAS 670/800, vom Österreichischen Institut für Bautechnik, die Anwendungsgrenzen erweitert.

#### 2.4.3 Einfluss aus Kriechen und Schwinden

Kriech- und Schwindeneinflüsse des Betons, die unter hoher Druckbeanspruchung stattfinden, ermöglichen eine wirtschaftliche Ausnutzung des SAS 670/800. Zuzufolge des Kriechens kommt es zu einer Kraftumlagerung innerhalb des Bauteils vom Beton auf den Stahl, wodurch dieser entlastet wird und weitere Stauchungen aufnehmen kann. Der Bewehrungsstahl erreicht folglich Dehnungen bis hin zur Fließgrenze und kann wirtschaftlich eingesetzt werden. Dieser Prozess hängt stark von der Größe und Dauer der Belastung sowie der Dimension der Bauteile ab, ist aber vor allem im Hochhausbau, durch die geschößweise Herstellung und der Baudauer von meist mehreren Jahren, immer gegeben. Typischerweise werden bei Lastaufbringung etwa  $\frac{2}{3}$  vom Beton aufgenommen und  $\frac{1}{3}$  vom Stahl. Nach Umlagerung dreht sich dieses Verhältnis und der Stahl bekommt  $\frac{2}{3}$  der Last. Im Bruchzustand übernehmen Beton und Stahl dann etwa den gleichen Anteil der Belastung. Veranschaulicht wird dieser Kräftefluss während des Lebenszyklus in Abb. 11 [4].

Die Beeinflussung der Belastungsgeschwindigkeit sowie von Dauerlaststufen ist in Abb. 12 zu sehen. Das Bild zeigt den Verlauf zweier Versuche mit unterschiedlich schneller Lastaufbringung, wobei die strichlierte Linie jenen Versuch beschreibt, welcher schnell und direkt bis zum Bruch be-

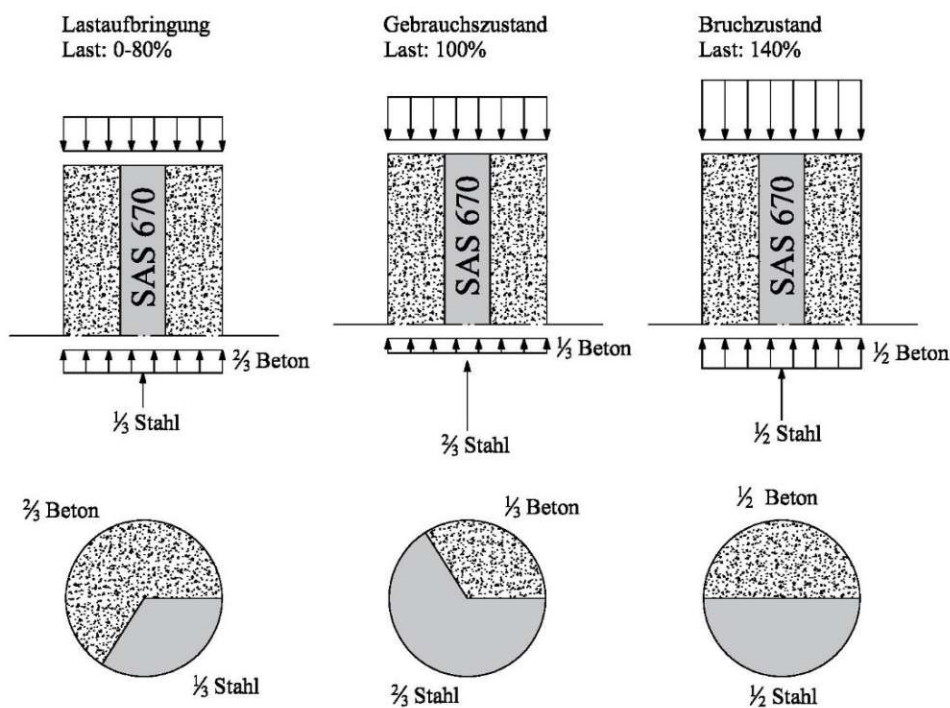


Abb. 11: Kriech- und Schwindumlagerungen von der Lastaufbringung bis zum Bruchzustand [4]

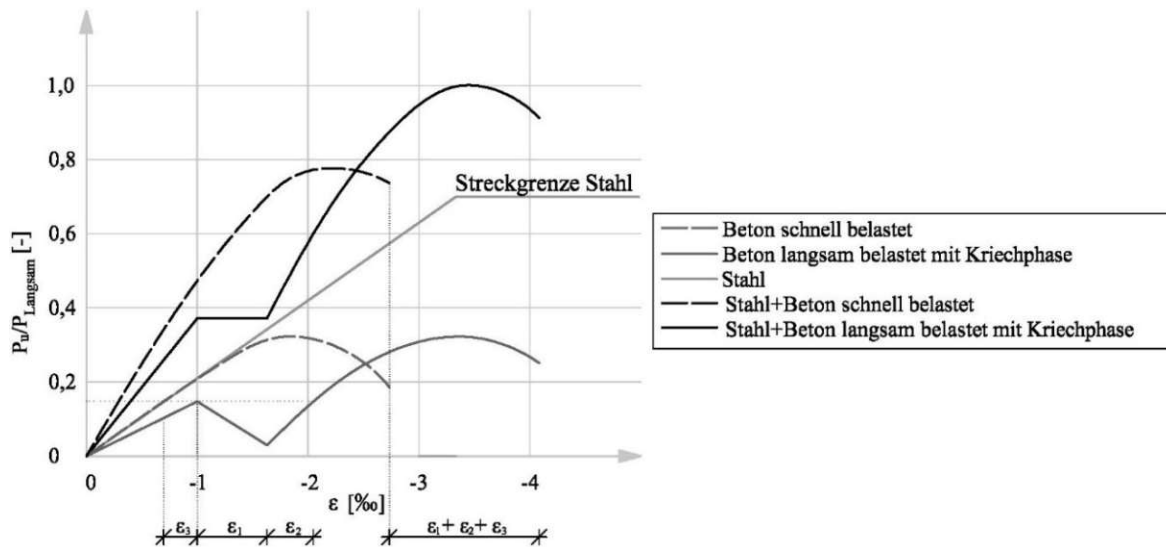


Abb. 12: schnelle Belastung einer Stütze und langsam belastete Stütze mit Kriechphase [4]

lastet wurde. Bei der durchgezogenen Linie handelt es sich um den Versuchskörper, welcher langsamer, mit einer zusätzlichen Kriechphase beansprucht wurde. Deutlich geht hier ein Stauchungsgewinn  $\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$  hervor. Dieser setzt sich aus den Anteilen  $\epsilon_1 =$  Kriech- und Schwindverformung,  $\epsilon_2 =$  Aufatmen des Betons bei Wiederbelastung und  $\epsilon_3 =$  Unterschiede zufolge unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeiten zusammen. Die gewonnene Stauchung kann der Bruchdehnung  $\epsilon_{c2}$  aufgeschlagen werden, wodurch eine volle Ausnutzung des SAS 670 möglich ist. Verdeutlicht werden die Auswirkungen des Stauchungsgewinns im Beton in Abb. 13. Nach EN 1992-1-1 könnte der Stahl nur mit einer Stauchung von 2,00 ‰ (abhängig von der Betongüte) belastet werden, was einer Span-

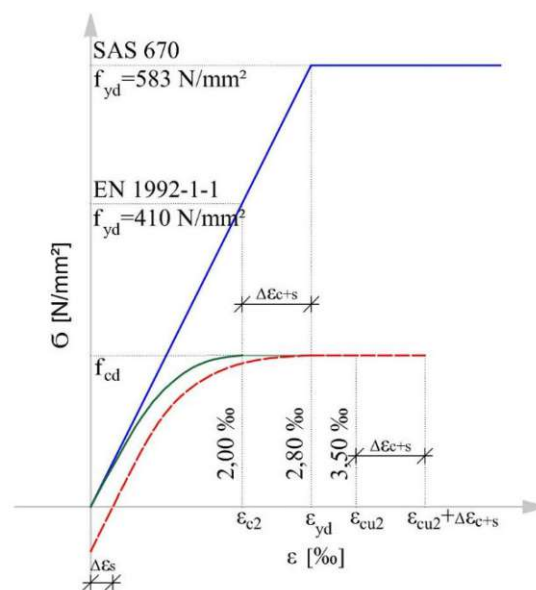


Abb. 13: Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton und Stahl unter Berücksichtigung von  $\Delta\epsilon_{s+c}$  [10]

nung von  $0,002 \cdot 205000 \text{ N/mm}^2 = 410 \text{ N/mm}^2$  entspricht. Der Bemessungswert der Stahlspannung liegt mit  $670/1,15 = 583 \text{ N/mm}^2$  deutlich darüber. Die grüne Linie in Abb. 13 entspricht der im EC 2 angenommenen Arbeitslinie des Betons. Durch das Schwinden verschiebt sich diese parallel und das Kriechen verzerrt sie (siehe rote Linie). Folglich tritt der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit erst bei einer größeren Dehnung auf und der Stahl kann höher beansprucht werden [4].

Ein zusätzlicher Aspekt im Zusammenhang mit der Belastungsgeschwindigkeit und dem Kriechen des Betons ist in Abb. 7 zu erkennen. Hier wurde bereits auf die Abminderung der Betonfestigkeit unter Dauerlast hingewiesen. Weiters geht auch die Annahme der raschen Lastaufbringung, welche den Werten des EC 2 unterstellt wird, hervor (Linie 2). Darüber hinaus wird aber auch gezeigt, dass bei unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeit oder bei Einhaltung von Laststufen (rote Linie) nicht nur der positive Effekt auftritt, dass die Bruchdehnung des Betons steigt, sondern der Beton auch mit einem Festigkeitsverlust behaftet ist, welcher gegen jenen der Dauerlast konvergiert (Linie 3) [12].

#### 2.4.4 Einfluss großer Stabdurchmesser

Der Einsatz großer Stabdurchmesser schafft die Möglichkeit Bewehrungsgrade bis zu 20 % zu erreichen und bringt damit zwei zusätzliche positive Eigenschaften. Zum einen wird mit steigendem Bewehrungsgrad auch das Nachbruchverhalten des Betons verbessert. Das Versagen tritt nicht gleich nach dem Erreichen der maximalen Betontragfähigkeit ein. Dadurch kann eine höhere Gesamtbruchlast auch ohne die Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden erreicht werden. Der zweite positive Effekt, der sich durch das Erreichen von Bewehrungsgraden über 9 % ergibt, zeigt sich bei der Beobachtung der Kriechumlagerungen. Bei einem großen Bewehrungsanteil sind die Spannungserhöhungen der einzelnen Bewehrungsstäbe zwar gering, aber der Beton wird stark entlastet [8].

#### 2.4.5 Wirtschaftliche Vorteile

Die wirtschaftlichen Vorteile, die durch den Einsatz des hochfesten Gewindestahls als Bewehrung in Stahlbetonstützen im Hochhausbau entstehen, zeigen sich in mehreren Bereichen.

Durch die hohe Festigkeit und die hohen Bewehrungsgrade sind Möglichkeiten der Optimierung der Querschnitte gegeben. Es kann, bei Verwendung des SAS 670/800 statt dem herkömmlichen Baustahl, entweder ein geringerer Bewehrungsgrad oder, bei Ausnutzung der Bewehrungsgrenze von 20 %, eine Querschnittsminimierung erreicht werden. Die Variante mit dem SAS 670/800 als Substitut hat eine Preisreduktion in der Herstellung um etwa 10 % zur Folge. Die Querschnittsminimierung hingegen führt zwar zu etwa 10 % höheren Fertigungskosten, spart aber zirka 50 % des Gewichts und 50 % der Fläche. Vor allem die Querschnittersparnis wirkt sich positiv aus, da mit der Nutzflächenerhöhung auch zugleich die Mieteinnahmen steigen. Außerdem bringen die sehr dezenten, schmalen Stützen auch erhöhte Freiheit in der Gestaltung. Als bildliche Darstellung der Auswirkungen dient Abb. 14. Sie zeigt die unterschiedlichen Bewehrungsgrade und Querschnittsabmessungen im Vergleich und verdeutlicht die wirtschaftlichen Vorteile des SAS 670/800 beim Einsatz als Druckglied in Stahlbetonstützen [9].

Als eine weitere positive Eigenschaft der Stahlbetonstütze mit hochfestem Bewehrungsstahl ist die Konkurrenzfähigkeit mit Verbundkonstruktionen zu erwähnen. Bei nahezu gleicher Tragfähig-

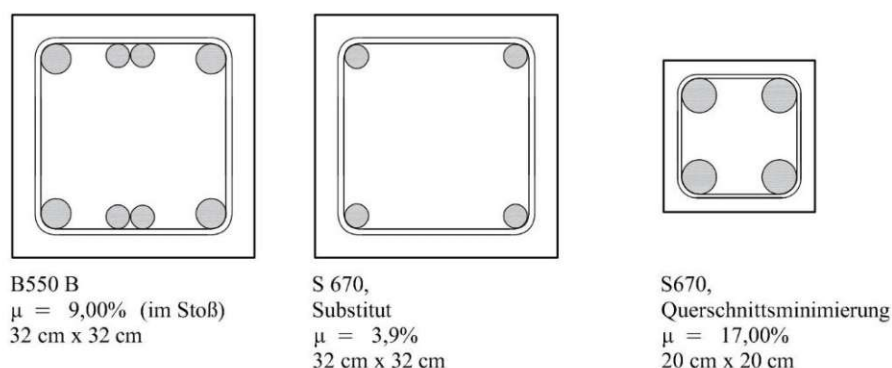


Abb. 14: S670 als Substitut und bei Querschnittsminimierung [9]

keit dieser beiden Varianten kann auf Schweißarbeiten verzichtet werden und die Problematik des Brandschutzes ist einfacher zu bewältigen. Auch die Entwicklungen von Stützen mit hochfesten Betonen zur Steigerung der Tragfähigkeit ist weit teurer als der Einsatz des SAS 670/800 [9].

#### 2.4.6 Zusammenfassung der Vor- und Nachteile des SAS 670/800

In Tab. 4 werden die Vorteile und Nachteile des neu entwickeltes Bewehrungssystem noch einmal gegenübergestellt.

Vorteile	Nachteile
hohe Festigkeit	Bemessung nicht in der Norm geregelt
bilineare Materialverhalten	wenig Erfahrungswerte
große Stabdurchmesser / hohe Bewehrungsgrade	
vereinfachte Bewehrungsführung	
Querschnittsoptimierung	
guter Brandschutz	
Gesamtkosteneinsparung	

Tab. 4: Gegenüberstellung der Vor- und Nachteile des SAS 670/800



# Kapitel 3

## Experimentelle Untersuchungen

### 3.1 Allgemeines

Hochfester Stahl als Druckglied in einer Stahlbetonstütze zählt zu einen der neuesten Weiterentwicklungen im Bereich des Hochhausbaus. Im Zusammenhang mit der Ausführung in einigen wenigen gebauten Projekten wurden erste Erfahrungen mit dem Baustoff gesammelt. Angefangen mit dem Bauvorhaben, Opernturm in Frankfurt, entwickelt sich das neue System immer stärker in Richtung Fertigteilbauweise, welche die Stahlbetonstütze mit hochfestem Bewehrungsstahl als Teil einer Gesamtkonstruktion vollständig integriert. Erfolgreich eingesetzt wurde die Stahlbetonstütze aus hochfestem Stahl außerdem bereits beim Bau des Projekts Tanzende Türme in Hamburg sowie dem Taunusturm in Frankfurt. Besonderes Augenmerk musste neben dem Zusammenwirken des neuen Baustoffes mit Beton auch auf den Stoß der Stützen gelegt werden. Die Erfahrungen im Zusammenhang mit den ersten Bauvorhaben und den damit verbundenen Versuchsreihen ist in [7] zusammengefasst.

Der Einsatz des SAS 670/800 als Druckglied in Stützen befindet sich somit noch am Beginn seiner Entwicklung und es existiert noch keine normative Regelung zur Berechnung. Nach zahlreichen Versuchen wurde 2013 die Anwendbarkeit von Stützen mit einem SAS 670/800 über eine technische Zulassung ETA-13/0840 geregelt. Aber speziell im Bereichen des Stützenstoßes müssen noch weitere Forschungen unternommen werden um das Verhalten der beiden Materialien sowie deren Zusammenspiel besser verstehen zu können. Aus diesem Grund wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen an der TU Wien Druckversuche an Stahlbetonstützen mit hochfestem Bewehrungsstahl durchgeführt. Die einzelnen getesteten Varianten der Stützen differenzierten sich durch die unterschiedlich ausgeführten Stumpfstoße voneinander. Sie werden anschließend im Detail beschrieben und mit Abbildungen ergänzt. Mit diesen Versuchen sollte speziell auf folgende Fragestellungen eingegangen werden:

- Gelingt es den hochfesten Stahl wirtschaftlich auszunutzen, wenn man die gesamte Belastungsgeschichte, das heißt die Kriechumlagerungen im Gebrauchszustand, beachtet?
- Wie verhält sich die Stahlbetonstütze mit hochfestem Stahl nach Erreichen der Höchstlast? Sind Traglastreserven vorhanden?
- Bildet der Stoßbereich eine Schwachstelle für die Stütze und ist diese somit mit Traglastverlusten behaftet?
- Werden die Ergebnisse der Vorversuche durch einen Maßstabeffekt beeinflusst oder können die Resultate für tatsächlich gebaute Größen übernommen werden?

## 3.2 Ausführungsvarianten

Der gesamte Prüfungsumfang beinhaltete insgesamt sechs verschiedene Ausführungsformen von Stahlbetonstützen mit hochfestem Bewehrungsstahl. Bei fünf Varianten wurde die Ausführung des Stützenstoßes variiert, welcher aber bei allen Stützen eine Art des Stumpfstoßes darstellte. Die sechste Form diente als Referenzstütze, um Traglasten für den ungestörten Bereich zu bekommen, und enthielt deshalb keinen Stoß.

Bezüglich den geometrischen Abmessungen ist allgemein festzuhalten, dass es sich, bezogen auf im Hochhausbau ausgeführte Größenordnungen, um den Maßstab 1:2 handelte. Herangezogen wurde dazu ein durchaus üblicher Stützenquerschnitt von 30 cm x 30 cm. Die wesentlichen Abmessungen und Güten der Versuchskörper wurden bei allen Varianten gleich ausgeführt. Die Höhe ergab sich auf Grund des begrenzten Prüfraumes der Druckprüfmaschine zu einer Höhe von 60 cm. Die Querschnittsfläche an den Lasteinleitungsbereichen betrug 15 cm x 15 cm. Für den Beton wurde die Festigkeitsklasse C50/60 gewählt. Die Längsbewehrung bildeten vier Bewehrungsstäbe aus einem SAS 670/800 der Firma Annahütte (Deutschland) und hatten einen Durchmesser von 30 mm. Ergänzt wurden diese durch die zusätzlich erforderliche Bügelbewehrung aus einem B550 mit 6 mm Durchmesser. Die Betonüberdeckung betrug für die Bügelbewehrung 20 mm und für die Längsbewehrung 26 mm. Die Stöße wurden mit einer 1,75 mm dicken Mörtelfuge und zwei 5 mm dicken Stahlplatten aus einem Stahl S355 ausgebildet. Als Vergussmaterial wurde dafür der Mörtel V1/10 der Firma Pagel (Deutschland) verwendet. Um die Lasteinleitung sicherzustellen wurden die oberen und unteren Ende des Stützenknotens mit einer Stahlplatte ausgestattet, welche die Werkstoffnummer 1.2311 besaß. Diese bildeten auch gleichzeitig den Abschluss und waren nicht mehr Bestandteil des eigentlichen Versuchskörpers. Mit einer Festigkeit von etwa 1100 N/mm<sup>2</sup> liegt die Güte weit über jenen der anderen Materialien und stellte somit keine Beeinflussung des Versuches dar.

### 3.2.1 Variante 1: Referenzstütze

Wie die Bezeichnung der ersten Variante bereits deuten lässt, handelte es sich hier um eine Stütze, die ohne Stumpfstoß ausgebildet wurde. Sie wurde verwendet um die maximale Druckbeanspruchbarkeit im ungestörten Bereich der Stütze zu ermitteln und bildet die Basis für eine Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten mit den restlichen Ausführungsformen. Durch sie sollte die Frage über mögliche Traglastverluste zufolge der Schwachstelle „Stumpfstoß“, beantwortet werden.

In Abb. 15 ist die Geometrie der Stütze ersichtlich sowie die Lage der Bewehrung dargestellt.

### 3.2.2 Variante 2: Stütze mit Stumpfstoß

Abb. 16 zeigt die erste Ausführungsform eines Stumpfstoßes. Für die Stoßausbildung wurde die Variante mit zwei Stahlplatten und einer Fuge aus Vergussmörtel gewählt. Diese dient im späteren Einsatz als Stoß von zwei Fertigteilstützen, wobei die Stahlplatten das Ende der Stützen bilden. Der Mörtelfuge selbst kommt die Aufgabe zu, die Unebenheiten und Toleranzen auszugleichen, welche auf der Baustelle nicht zu vermeiden sind.

Für die Variante wurde der Querschnitt der Stütze konstant über die Höhe gewählt (siehe Abb. 16). Getestet wurde diese in erster Linie als Vergleich zu bereits bestehenden Versuchsergebnissen, welche in [7] beschrieben werden und annähernd ähnliche Bedingungen im Versuchsaufbau und Ablauf aufwiesen. Ein Beispiel dafür ist der Taunusturm in Frankfurt. Bei dem Bau dieses Gebäudes wurde dieselbe Form des Stoßes ausgeführt, wie sie eben beschrieben wurde, und in Versuchsreihen getestet. Anders als bei dem Stumpfstoß, welcher in dieser Arbeit geprüft wurde, verfügten die Versuchskörper der Versuchsreihe für den Taunusturm in Frankfurt über zusätzliche Dorne, welche zum genauen Einrichten und Justieren der Stütze dienten.

### 3.2.3 Variante 3: Stütze mit Stumpfstoß und Aufweitung

Die zweite Ausführungsform des Stumpfstoßes unterschied sich von der vorangegangenen durch die Aufweitung im Stoßbereich. Hier wurde, aufbauend auf dem bereits bestehenden Patent für Stützenaufweitung, getestet, ob es auch bei der Verwendung hochfester Bewehrung durch die Aufweitung zu einer Traglaststeigerung kommt bzw. ein Traglastverlust aufgrund von einer Diskontinuitätsstelle kompensiert wird.

Es mussten die beiden Stützteile in der Ansicht, auf einer Länge von 26 cm, von 15 cm Breite im Lasteinleitungsbereich auf 25 cm im Stoßbereich vergrößert werden. Dies entspricht einem Winkel von  $21^\circ$  beziehungsweise einer Steigung von 2,6:1. Der Stoß erfolgte unverändert wie in Variante 2 über zwei Stahlplatten und einer Mörtelfuge aus Vergussmörtel. Zusätzliche Längsbewehrungsstäbe und Bügel waren notwendig, um den Bereich der Aufweitung abzudecken. Dafür wurden ebenfalls Bewehrungsstähle mit einer Güte von B550 B und einem Durchmesser von 6 mm verwendet (siehe Abb. 17).

### 3.2.4 Variante 4: Stütze mit Stumpfstoß und Stirnflächenbewehrung

Bei dieser Form des Stumpfstoßes wurde auf die untere Stahlplatte verzichtet und die hochfesten Bewehrungsstäbe einen Zentimeter über die Stirnfläche des unteren Stützenstummels hinausgeführt. Das Ende des SAS 670/800 hatte dabei einen Abstand zu der Stahlplatte, welche an der Unterseite der oberen Stütze angebracht war, von nur 7,5 mm. An der Stirnfläche wurden zwei zusätzliche Bügel ohne Betonüberdeckung angeordnet um die entstehenden Querzugspannungen aufzunehmen. Die obere Stahlplatte konnte dadurch eingespart werden (siehe Abb. 18). Der Vorteil, der sich aus dieser Ausbildungsform ergibt, ist, dass die Stablängendifferenzen der einzelnen Stäbe zueinander, welche aufgrund von Ungenauigkeiten beim Schneiden im Werk entstehen, nicht so große Auswirkungen haben, da die Stäbe nicht an die Stahlplatte angeschweißt werden müssen.

Bei dieser Variante war vor allem interessant, ob es im Vergleich zu Variante 2, welche die selbe Geometrie aufwies, aber der Stoß durch zwei Stahlplatten mit einer Vergussfuge gebildet wurde, zu einer veränderten Traglast kommt. Für üblichen Bewehrungsstahl wurde in 2.3.2.2 bereits gezeigt, dass bei der Bemessung der Traglast eine Abminderung von 10 % angenommen wird.

### 3.2.5 Variante 5: Stütze mit UHPC Kontinuum

Hinter der Idee eines, wie bei dieser Variante ausgeführtem, zusätzlichen UHPC Kontinuum zwischen dem Stützenstoß steckte vor allem ein langfristiger Entwicklungsgedanke. Um dem modernen Hochhausbau, in dem leichte, offene und vorgefertigte Konstruktionen gefragt sind und der Stahlbeton wegen seiner guten Brandschutzeigenschaften gern eingesetzt wird, gerecht zu werden, wird versucht eine Möglichkeit für den Anschluss hochbelasteter Diagonalstäbe zu schaffen. Die Ausbildung des Knotens aus faserbewehrtem, ultrahochfestem Beton könnte dabei eine Möglichkeit sein und die Fähigkeit besitzen, den mehrachsisalen Spannungszustand, welcher durch die Normalkraft der oberen Stütze und die angeschlossenen Streben erzeugt wird, aufzunehmen.

Da es sich hier um erste Versuche aus diesem Bereich handelte, wurden die Versuchskörper allerdings vorerst nur durch das Aufbringen einer einachsialen Druckkraft geprüft. Zur Ausbildung des Knotendetails wurde an beiden Seiten des Kontinuums eine Stoßfuge mit zwei Stahlplatten und einer Mörtelfuge angeordnet, wie sie bereits bei den vorangegangenen Ausführungsformen vorgestellt worden ist. Der UHPC-Körper selbst besaß eine Höhe von 13 cm und wurde ausschließlich durch die Beigabe von Stahlfasern bewehrt. Gezeigt ist dieses Modell in Abb. 19.

### 3.2.6 Variante 6: Stütze mit UHPC Kontinuum und Aufweitung

Die letzte getestete Variante entsprach im Wesentlichen einer Kombination der Variante 5 und der Variante 3. Hier wurde ebenfalls ein faserbewehrtes UHPC Kontinuum zwischen die beiden Stützen eingebaut und zusätzlich eine Aufweitung der oberen und unteren Stütze im Stoßbereich ausgebildet. Der Neigungsgrad der Aufweitung war gleich wie bei Variante 3 und betrug  $21^\circ$ . Für den ultrahochfesten Beton ergab sich somit eine Breite von 22 cm, eine Tiefe von 15 cm und eine Höhe von 13 cm (siehe Abb. 20).

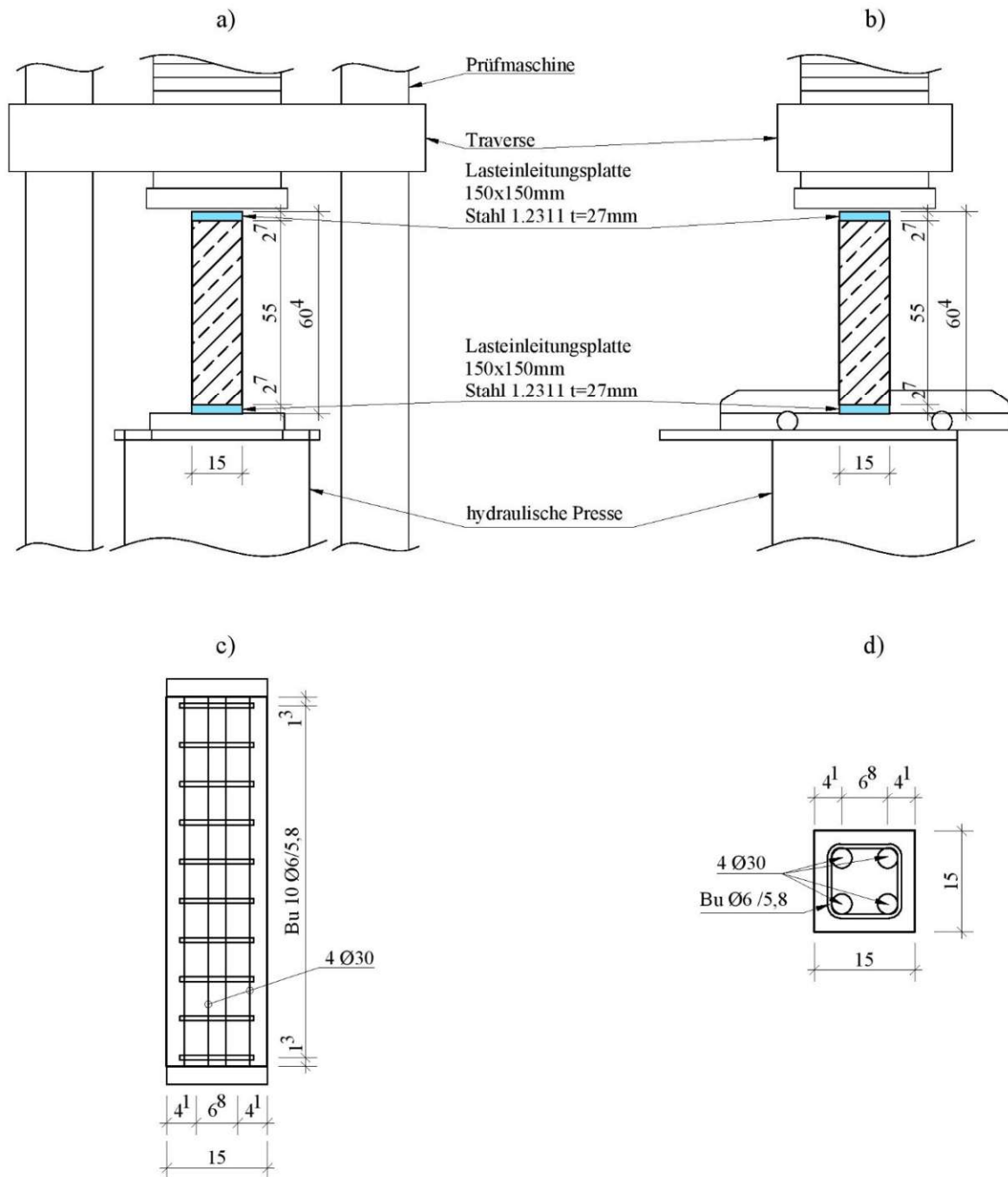


Abb. 15: Referenzstütze a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss, d) Bewehrung im Grundriss

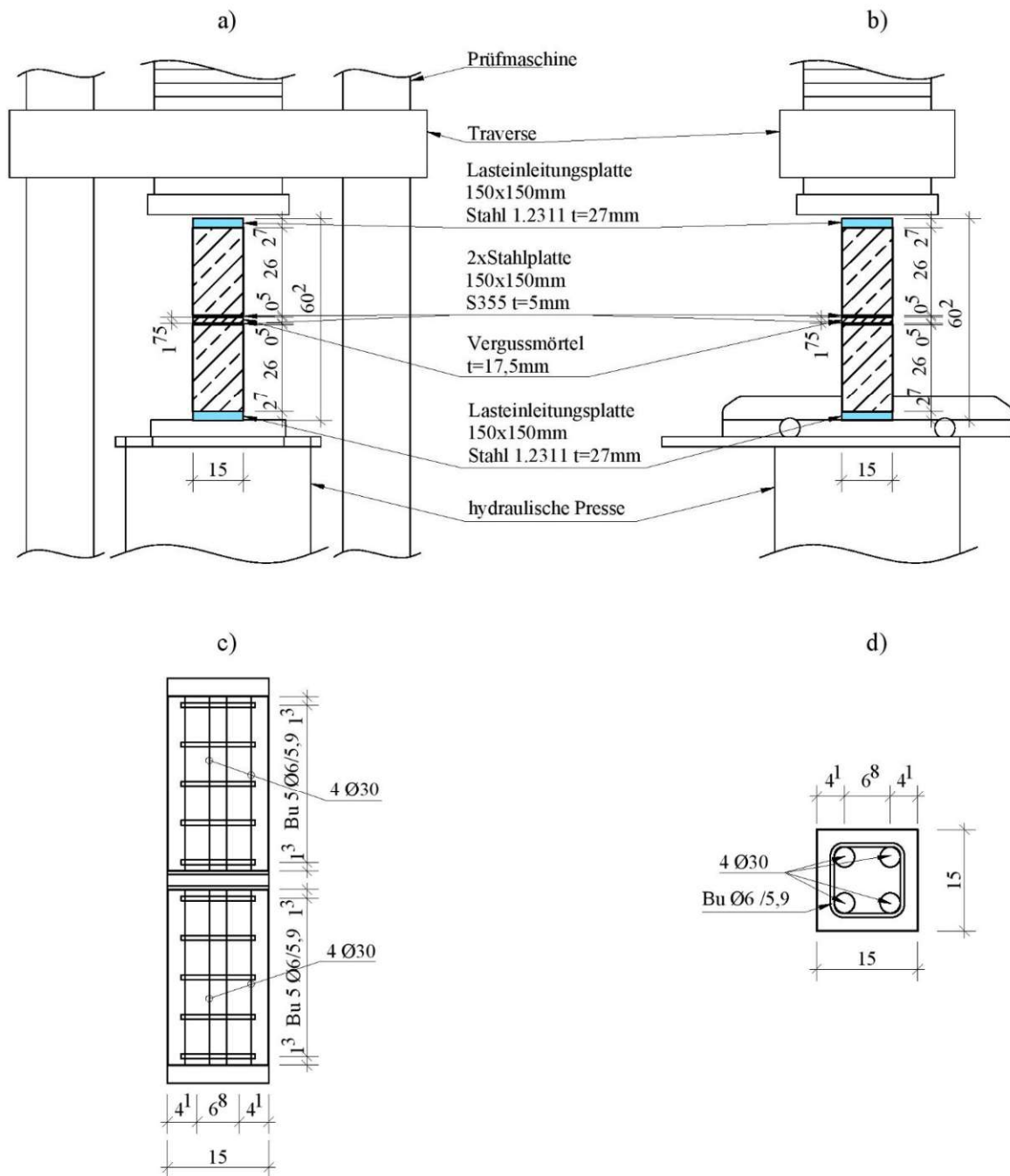


Abb. 16: Stütze mit Stumpfstoß a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss, d) Bewehrung im Grundriss

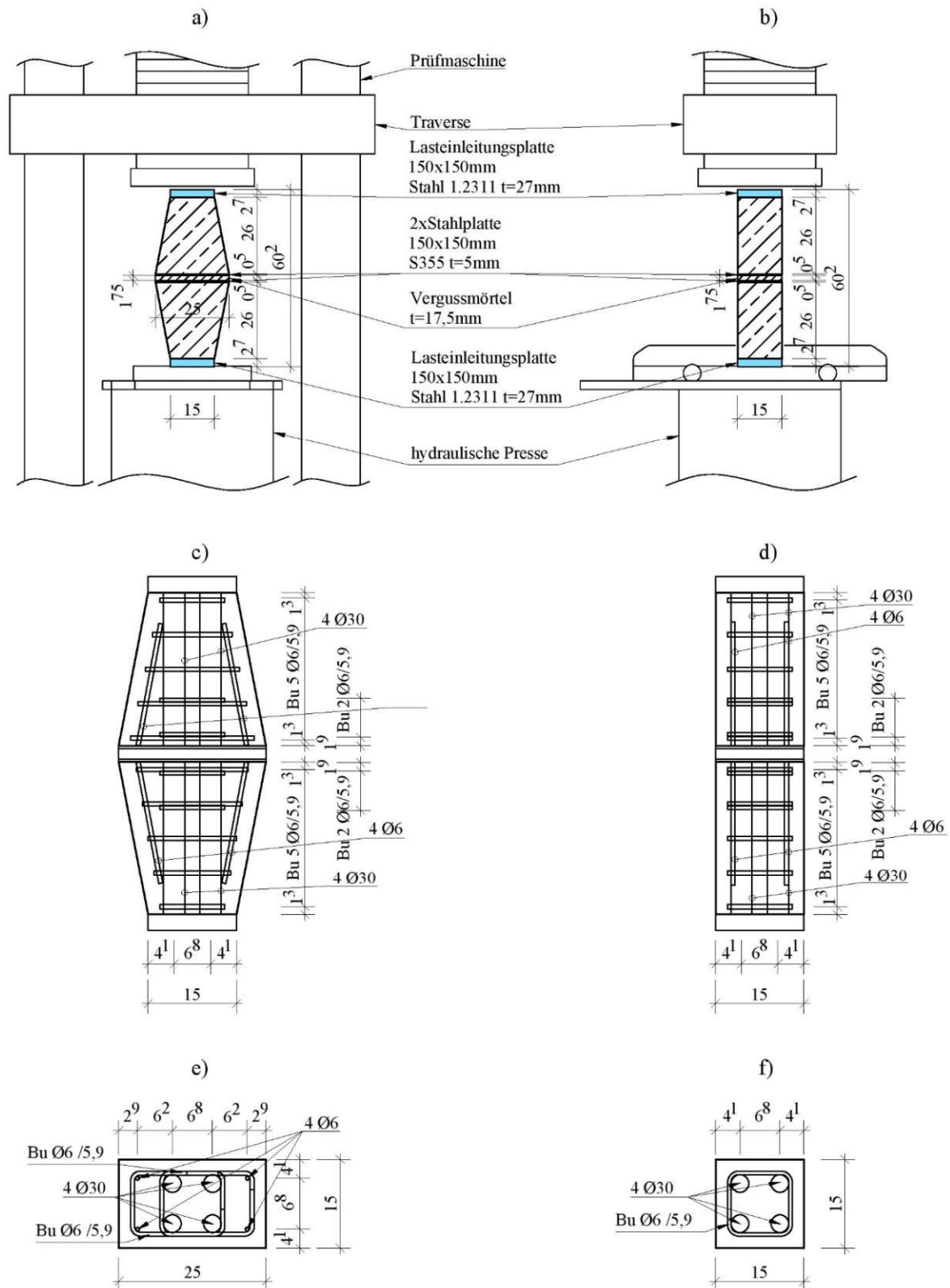


Abb. 17: Stütze mit Stumpfstoß und Aufweitung a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss von vorne, d) Bewehrung im Aufriss von der Seite, e) Bewehrung im Grundriss im Stoßbereich, f) Bewehrung im Grundriss im Lasteinleitungsbereich

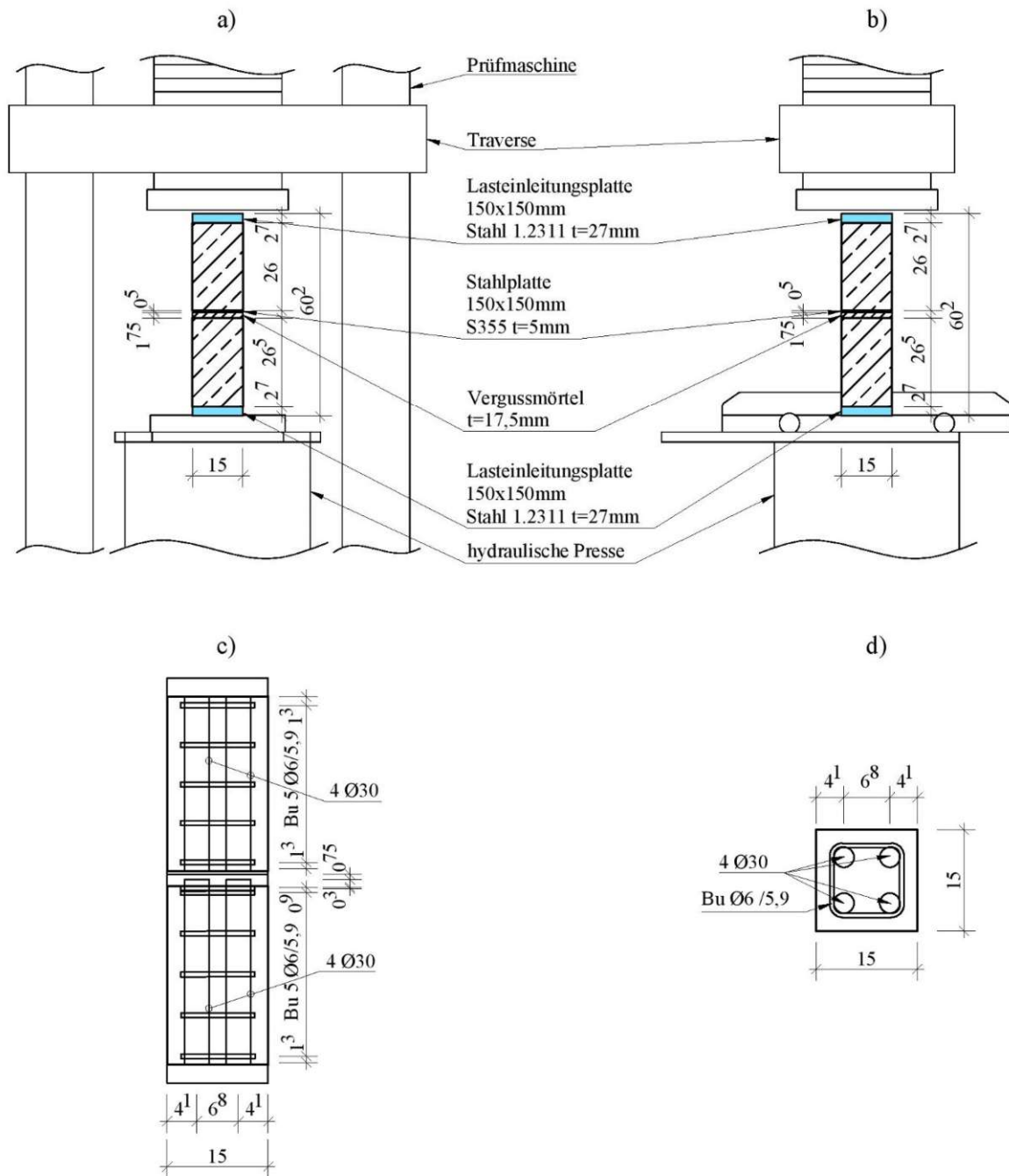


Abb. 18: Stütze mit Stumpfstoß und Stirnflächenbewehrung a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss, d) Bewehrung im Grundriss



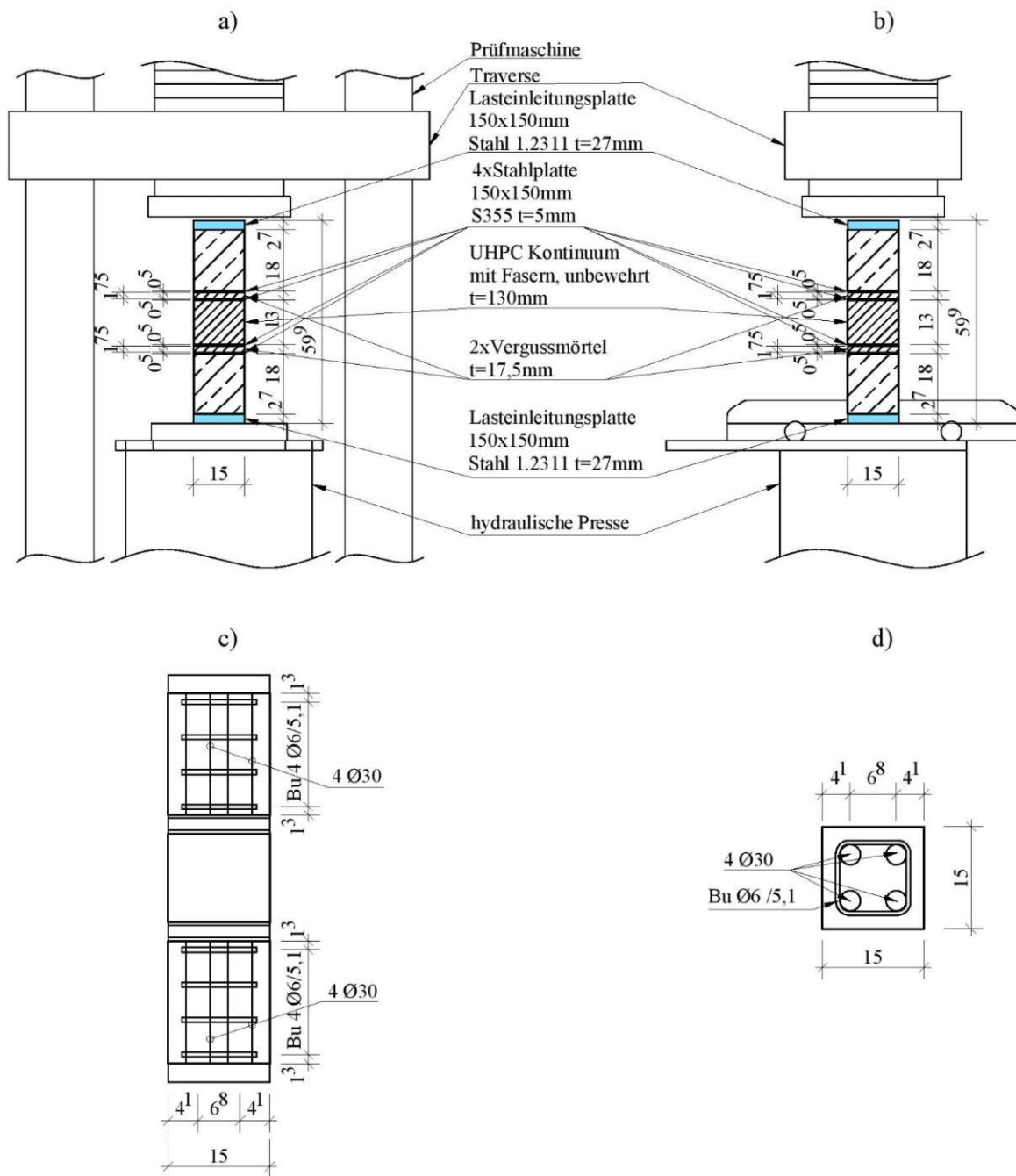


Abb. 19: Stütze mit UHPC Kontinuum a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss, d) Bewehrung im Grundriss

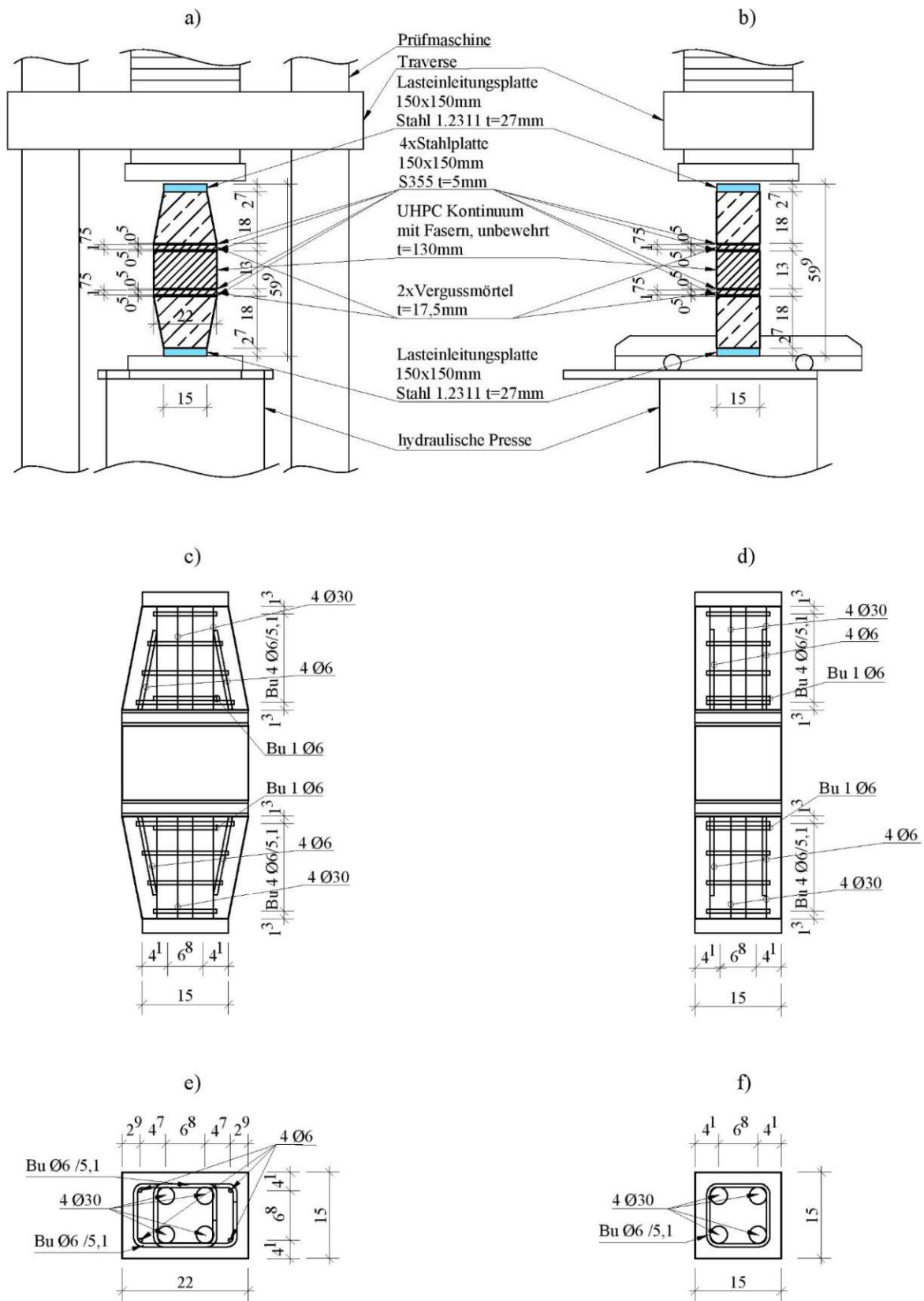


Abb. 20: Stütze mit UHPC Kontinuum und Aufweitung a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss von vorne, d) Bewehrung im Aufriss von der Seite, e) Bewehrung im Grundriss im Stoßbereich, f) Bewehrung im Grundriss im Lasteinleitungsbereich

### 3.3 Herstellung der Versuchskörper

Die Herstellung der sechs Ausführungsvarianten, wie sie in 3.2 beschrieben sind, war in zwei Serien geplant, wodurch insgesamt zwölf Versuchsstützen angefertigt werden mussten. Sämtliche Abmessungen der Varianten und Festigkeiten sind dabei den Abbildungen im vorangegangenen Kapitel zu entnehmen.

In einem ersten Schritt wurden die hochfesten Bewehrungsstäbe an die Lasteinleitungsplatten sowie an die Stahlplatten, welche die Abgrenzung zu der Stoßfuge darstellten, mittels Schweißpunkten angeschweißt. Die hochfesten Lasteinleitungsplatten wurden zuvor noch plangefräst um später ungewollte Spannungsspitzen im anbetonierten Beton zu vermeiden. Der SAS 670/800 wurde vom Stahlwerk Annahütte (Deutschland) bezogen. Eine Besonderheit, die hier zu erwähnen ist, war die geringe Längendifferenz der einzelnen Stäbe zueinander. Diese war notwendig um mögliche Zwangsbeanspruchung zu vermeiden und wurde durch ein Schneiden im Labor mit einer Bandsäge sichergestellt. Es konnten so Längenunterschiede garantiert werden, die kleiner ein Zehntelmillimeter waren. Die erforderliche Bügelbewehrung sowie zusätzliche Längsbewehrungsstäbe für die Varianten mit Aufweitung wurden von der Firma Oberndorfer zur Verfügung gestellt. Die Vorbereitung der Schalung erfolgte im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen. In Abb. 21 wird die Lage der Bewehrung sowie die dafür gebaute Schalung beispielhaft an den Varianten Stumpfstoß und Stumpfstoß mit Aufweitung gezeigt. Den anschließenden Betoniervorgang übernahm die Firma Oberndorfer, in ihrem Werk in Gars am Kamp. Mit zwei Tagen Differenz zwischen den beiden Serien wurden die Versuchskörper aus einem selbstverdichtenden Beton mit der Festigkeit C50/60 gegossen. Die tatsächliche Zusammensetzung ist in Tab. 5 eingetragen.

Nach Fertigstellung der oberen und unteren Stützenstummel mussten diese in einem nächsten Arbeitsschritt zusammengeführt und die Fuge zwischen den Stahlplatten aufgefüllt werden. Der Vergussmörtel wurde dazu im Liegen eingefüllt, um das Eintragen von Luftporen, wie es bei den Versuchen von Bachmann (siehe dazu [7]) der Fall war und zu keinem zufriedenstellenden Verguss führte, zu vermeiden. Als Vergussmaterial wurde der Pagel V1/10 abgemischt. Die Wahl des Fugenmörtels fiel dabei gezielt auf den Vergussmörtel der Firma Pagel (Deutschland), da sich dieser bereits

<b>Betonzusammensetzung</b>			
Bezeichnung	Ist-Wert		Einheit
	Serie 1	Serie 2	
0/4	363,18	327,91	kg
4/8	156,18	158,89	kg
Steinmehl	36,01	36,02	kg
52.2 R (Zement)	124,73	124,84	kg
H <sub>2</sub> O	36,83	36,29	kg
ACE 331 (Fließmittel)	1,39	1,38	kg
DDC (Entlüfter)	0,21	0,21	kg
<b>Gesamt-Ist</b>	<b>718,53</b>	<b>685,54</b>	<b>kg</b>

Tab. 5: Betonzusammensetzung

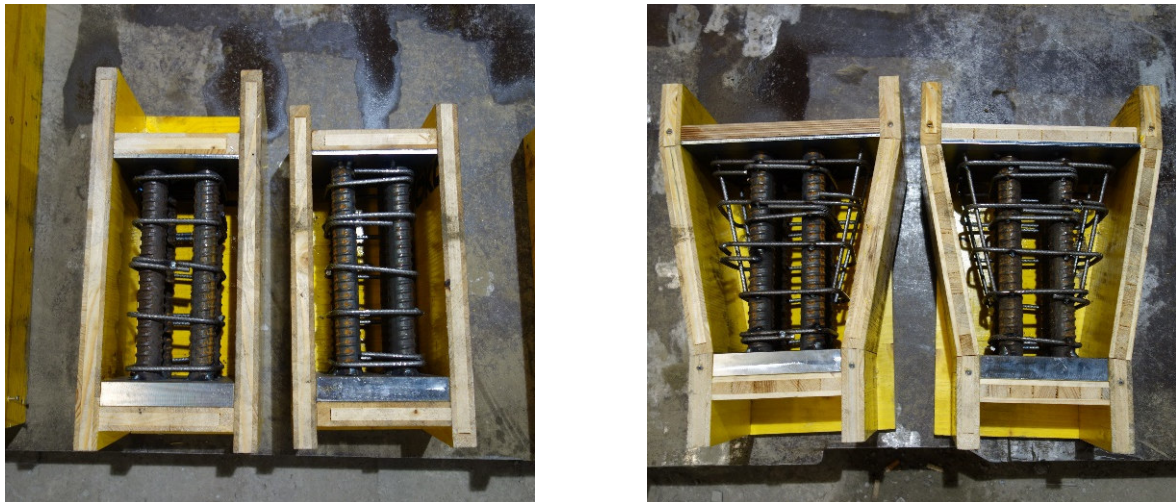


Abb. 21: Bewehrungslage a) Stumpfstoß, b) Stumpfstoß mit Aufweitung

bei bestehenden Versuchsreihen als günstig erwiesen hat. Im Gegensatz zu anderen getesteten Mörteln zeigte er bei Belastungen in der Höhe der Gebrauchslast noch keine Risse auf. Eine positive Eigenschaft, die zwar nicht direkt Auswirkungen auf das Versagen hat aber im späteren Einsatz für das Sicherheitsgefühl der Beteiligten wichtig ist. In [7] wird näher auf diesen Vorteil und die dafür durchgeführten Versuche eingegangen.

Die fertigen Versuchskörper, mit Ausnahme der beiden Referenzstützen, welche im Hintergrund verschwinden, sind in Abb. 22 zu sehen. Erkennbar sind hier die zusammengeführten Stützenstummel mit dem bereits eingebrachten Fugenverguss zu den fertigen Versuchsknoten im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen.

Zusätzlich zu den Versuchskörpern wurden parallel Probewürfel und Probezylinder gegossen. Diese dienten zur Bestimmung der Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit, der Spaltzugfestigkeit so-



Abb. 22: Versuchskörper, Variante 2 bis Variante 6

wie des Elastizitätsmoduls des Betons nach 28 Tagen und der Würfeldruckfestigkeit an den Versuchstagen. Letzteres war vor allem interessant, um die fortlaufende Festigkeitssteigerung des Betons durch Erhärtung berücksichtigen zu können. Die Abmessungen entsprachen den Werten der aktuellen Norm, welche für den Würfel eine Seitenlänge von 15 cm und für den Zylinder einen Durchmesser von 15 cm und eine Höhe von 30 cm vorsieht. Insgesamt waren dafür zwölf Würfel und sechs Zylinder jeder Serie notwendig. Ebenfalls wurden noch weitere sieben Würfel aus dem verwendeten ultrahochfesten Beton gegossen und neun Prismen mit dem verwendeten Vergussmörtel hergestellt. Drei der UHPC-Würfel hatten eine Seitenlänge von 15 cm, die restlichen vier 10 cm und dienten alle für die Ermittlung der Druckfestigkeit. Die Prismen wiesen eine Breite und Höhe von 4 cm und eine Länge von 16 cm auf und wurde zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit und Druckfestigkeit des V1/10 herangezogen.

### 3.4 Bestimmung der Materialeigenschaften

Für die Ermittlung der Materialeigenschaften des Betons wurde nach der ONR 23303 vorgegangen. Bestimmt wurden die Würfeldruckfestigkeit, die Zylinderdruckfestigkeit sowie die Spaltzugfestigkeit und der Elastizitätsmodul. Ergänzend wurde jeder Probekörper vor der Prüfung gewogen und die Dichte ermittelt. Eine Übersicht der Resultate, welche die Mittelwerte der an diesem Tag geprüften Probekörper darstellen, ist in Tab. 6 zusammengestellt. Unterschieden wird zwischen den beiden Betoniertagen. Die Darstellung der einzelnen Prüfungen erfolgt in Anhang A.

Neben den Eigenschaften des Betons wurden außerdem die Biegezugfestigkeit und die Druckfestigkeit des Vergussmörtels sowie die Eigenschaften des hochfesten Bewehrungsstahls bestimmt.

#### 3.4.1 Würfeldruckfestigkeit und Zylinderdruckfestigkeit

Die Probekörper wurden zur Bestimmung der Druckfestigkeit in einer Druckprüfmaschine (siehe 3.5.1 Prüfmaschine) bis zum Bruch belastet und die erreichte Höchstlast aufgezeichnet. Aus dieser ergab sich über den Zusammenhang

$$f_c [N/mm^2] = \frac{F [kN] \cdot 1000}{A_c [mm^2]} \quad (19)$$

die Druckfestigkeit. Dabei ist  $F$  die erreichte Höchstlast im Versuch und  $A_c$  der Probenquerschnitt, auf welchen die Beanspruchung wirkte. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde so gewählt, dass es zu einem Versagen in der Zeit zwischen 30 s und 1 min kommt. Dazu musste die Druckfestigkeit zuerst abgeschätzt, über die Belastungsfläche der Probe die maximale Kraft berechnet und durch den Mittelwert der beiden Grenzwerte der Bruchzeit geteilt werden. Die geschätzte Zylinderdruckfestigkeit wurde durch das Produkt eines Umrechnungsfaktor und der Würfeldruckfestigkeit ermittelt, wobei der Umrechnungsfaktor dem Verhältnis  $f_{ck}/f_{ck,cube}$  der Werte aus dem EC 2-1-1 entsprach. Zusätzlich zu beachten waren die abgeänderten Lagerungsbedingungen. Im Gegensatz zu der normativ festgelegten Wasserbadlagerung wurden die Probekörper gänzlich trocken gelagert. Diese Änderung wurde vorgenommen, da man nicht das Ziel verfolgte dem Beton eine Festigkeitsklasse nach Norm zuzuweisen, sondern Aussagen über die Festigkeit des Betons der Probekörper gewinnen wollte.

Durch die selben Lagerungsbedingungen von Probewürfel und Stützenknoten, nämlich der trockenen Lagerung bei Raumluft und direkt nebeneinander während des gesamten Aushärtungsprozesses bis zum Tag der Prüfung, konnten somit direkte Schlüsse gezogen werden.

Die Bestimmung der Zylinder- und Würfeldruckfestigkeiten erfolgte nach 28 Tagen an jeweils drei Probekörpern jeder Form und jeder Serie. Die Werte wurden anschließend gemittelt und die Ergebnisse waren eine 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit und eine 28-Tage-Zylinderdruckfestigkeit beider Serien. Zusätzlich erfolgte eine Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit an den Prüftagen der Versuchskörper, um den Einfluss der veränderten Betonfestigkeit an der Gesamttraglast berücksichtigen zu können. Dazu wurden ebenfalls je drei Würfel bis zum Bruch belastet und die Ergebnisse anschließend gemittelt.

### 3.4.2 Spaltzugfestigkeit

Drei weitere Zylinder jeder Serie wurden verwendet um die Spaltzugfestigkeit zu bestimmen. Die Norm sieht hier eine Beanspruchung auf Druck entlang einer Längsachse vor. Das Versagen des Probekörpers wird durch die entstehenden Zugkräfte orthogonal zur Belastung verursacht.

Zur Schaffung einer guten Auflagerfläche wurden an zwei gegenüberliegenden Seiten des Zylindermantels Hartfaserstreifen angebracht. Nach Einrichten des Zylinders, liegend auf dem Hartfaserstreifen und in Mittellage, wurde dieser mit einer Belastungsgeschwindigkeit von  $0,05 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s}) \triangleq 3,5 \text{ kN/s}$  belastet bis er keine weitere Laststeigerung mehr aufnehmen konnte und entlang der Längsachse in zwei Teile zerfiel (siehe Abb. 23). Dabei hatten die Prüfkörper ebenfalls ein Alter von 28 Tagen. Die Bruchlast konnte anschließend in eine Spaltzugfestigkeit umgerechnet werden:

$$f_{ct,sp} \left[ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] = \frac{2 \cdot F [\text{kN}] \cdot 1000}{\pi \cdot h [\text{mm}] \cdot d [\text{mm}]} \quad (20)$$

Wobei F wieder der Bruchlast entspricht und h bzw. d die Abmessungen des Zylinders darstellen.



Abb. 23: Prüfung der Spaltzugfestigkeit - Versagensbild

Die einachsige Zugfestigkeit  $f_{ct}$  durfte, nach EN 1992-1-1, näherungsweise mit  $0,90 \cdot f_{ct,sp}$  angenommen werden. Die gemittelten Werte der drei Zylinder wurden anschließend in Tab. 6 für beide Serien ergänzt.

### 3.4.3 Elastizitätsmodul

Für die Bestimmung des E-Moduls sieht die ONR 23303 ein Verfahren vor, in welchem der Probekörper einer genau definierten einachsigen Belastung- und Entlastung unterzogen wird und gleichzeitig die auftretenden Spannungen und Dehnungen aufgezeichnet werden.

Hierzu war es zunächst notwendig die Prüfkörper vorzubereiten. Dazu wurden jeweils drei Zylinder der beiden Betonierstage an den Stirnseiten geschliffen, um zwei ebene Flächen zu erhalten und die beiden Dehnungsaufnehmer, an zwei gegenüberliegenden Seiten des Mantels mittig angebracht (siehe Abb. 24). Vor der Prüfung wurde die Betondruckfestigkeit, wie in 3.4.1 beschrieben, abgeschätzt. Sie war für die Ermittlung der verwendeten Oberspannung  $\sigma_a = f_c/3$  sowie der Vorlast  $\sigma_b = 0,10 \cdot \sigma_a$  erforderlich. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde mit  $0,6 \text{ N/mm}^2 \cong 10,6 \text{ kN/s}$  gewählt und ist dadurch zwischen den Grenzwerten der Norm gelegen. Die Belastungs- und Entlastungszyklen sind in Abb. 25 gezeigt, wobei bei Erreichen der Vorlast und der Oberlast, diese immer für 60 Sekunden gehalten wurden. Nach erstmaligen Aufbringen der Vorlast sowie nach Erhöhung der Spannungen bis zur Oberspannung sind die Dehnungen am Ende der 60 Sekunden aufgezeichnet worden. An diesem Punkt musste kontrolliert werden, ob die gemessenen Dehnungen der einzelnen Messgeräte vom gemeinsamen Mittel um nicht mehr als 20 % abweichen. Wäre dies nicht gegeben gewesen, hätten die Probe neu justiert und der Versuch wiederholt werden müssen. Dies kam aber bei den hier durchgeführten Versuchen nicht zum Tragen. Nach weiteren zwei Zyklen wurde die Spannung ein letztes Mal bis zur Unterlast reduziert, für 30 Sekunden gehalten und wieder auf die

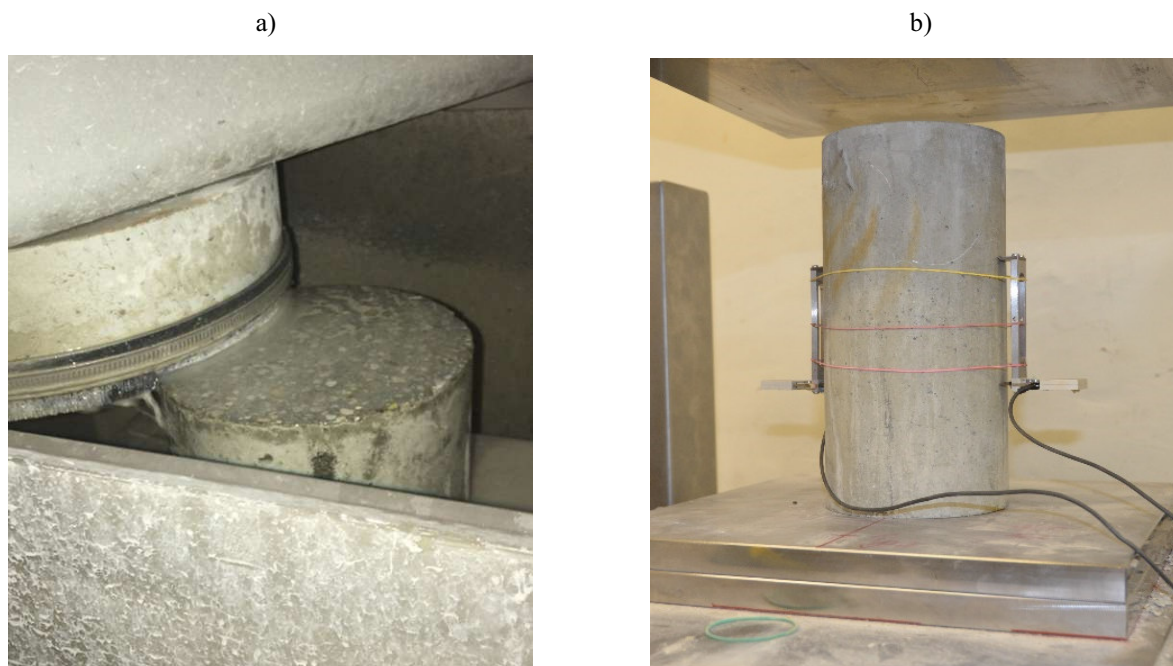


Abb. 24: Bestimmung des E-Moduls, a) Schleifen der Zylinderoberflächen, b) Dehnungsaufnehmer

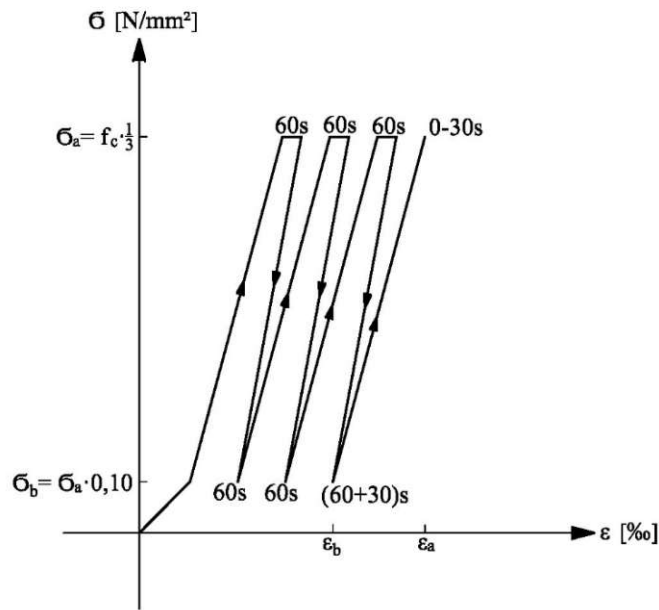


Abb. 25: Belastungs- und Entlastungszyklus zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls [16]

Oberlast erhöht. An diesen beiden Punkten musste die Dehnung erneut abgelesen sowie die genaue Höhe der Kraft festgehalten werden. Eine genaue Beschreibung dazu ist in der Norm nachzulesen. Aus der Differenz der gemittelten Dehnung und der Differenz der Spannungen, welche sich aus der abgelesenen Kraft und der belasteten Fläche ergaben, konnte im Anschluss der E-Modul bestimmt werden.

$$E_b = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b} \quad (21)$$

Nachkommend erfolgte mit diesem Prüfkörper die in 3.4.1 beschriebene Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeit. Der Vergleich des geschätzten Wertes, welcher der E-Modul-Berechnung zu Grunde gelegt wurde, mit dem tatsächlichen zeigte dabei Abweichungen unter 20 % und muss daher nicht gesondert angegeben werden.

#### 3.4.4 Materialkennwerte des Vergussmörtels

Die Bestimmung der Biegezugfestigkeit und der Mörteldruckfestigkeit an den prismatischen Probekörpern erfolgte nach der ÖNORM EN 1015-11. Im Alter von 10 bzw. 12 Tagen wurden jeweils drei Prismen getestet und die Werte an den einzelnen Tagen gemittelt.

Für die Biegezugfestigkeit wurden zwei Auflagerrollen im Abstand von 100 mm parallel zueinander angeordnet und eine dritte lastaufbringende Rolle mittig dazwischen auf dem Probekörper platziert (siehe Abb. 26). Die Laststeigerung wurde mit 50 N/s gewählt und entspricht damit dem oberen Grenzwert der Norm. Als Ergebnis wurde die aufgebrauchte Höchstlast  $F$  bei Bruch des Prismas abgelesen, mit welcher die Biegezugfestigkeit  $f$  ermittelt werden konnte:

$$f = 1,5 \cdot \frac{F \cdot l}{b \cdot d^2} \quad (22)$$



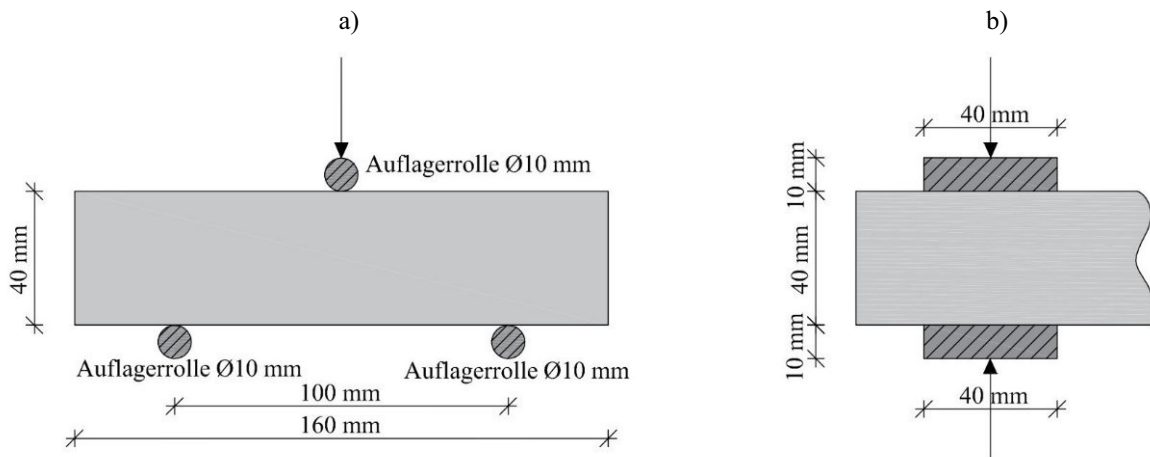


Abb. 26: Mörtelprüfung der a) Biegezugfestigkeit, b) Druckfestigkeit – ÖNORM EN 1015-11

Die beiden Variablen  $b$  und  $d$  entsprechen der Breite und Höhe des Prüfkörpers.

Die zerbrochenen Prüfkörper wurden anschließend für die Ermittlung der Druckfestigkeit herangezogen. Dafür sind zwei Lasteintragungslatten mit einer Seitenlänge von 40 mm und einer Dicke von 10 mm verwendet worden, zwischen welche eine Hälfte des zerbrochenen Prismas gelegt wurde. Ergänzend siehe dazu Abb. 26. Anschließend wurde die Druckbeanspruchung mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 2,4 kN/s bis zum Bruch erhöht und die Festigkeit aus dem Quotient der maximal aufgetragenen Kraft und der belasteten Fläche bestimmt. Das Alter der Prismen am Tag der Prüfung wurde ebenfalls festgehalten.

### 3.4.5 Materialkennwerte des UHPC

Wie auch für den Normalbeton wurde auch für den ultrahochfesten Beton mit Faserbewehrung die Würfeldruckfestigkeit durch einachsiale Belastung der Prüfkörper bis zum Bruch mit einer Druckprüfmaschine ermittelt. Besonders zu erwähnen ist hier, dass, neben den drei Würfeln mit einer Seitenlänge von 15 cm, auch vier Würfel mit der Seitenlänge 10 cm geprüft wurden. Grund dafür ist die hohe Druckfestigkeit des UHPC. Mit einer Auflagerfläche von 15 cm x 15 cm ist eine, um mehr als das doppelte, höhere Kraft notwendig um dieselbe Druckfestigkeit zu erreichen, wie bei einem Würfel mit Kantenlänge 10 cm. Diese ist häufig von gängigen Prüfmaschinen nicht mehr aufzubringen. Allerdings konnten hier auch die drei Würfel mit 15 cm Seitenlänge bis zum Bruch belastet werden und es zeigten sich keine Differenzen der Festigkeiten. Die Druckfestigkeit erreichte nach 30 Tagen einen Wert von etwa 152 N/mm<sup>2</sup>.

## 3.4.6 Zusammenfassung der Materialkennwerte

Materialkennwerte						
Beton						
Serie 1						
		12.12.2018	17.12.2018	19.12.2018	21.12.2018	
		28 d	33 d	35 d	37 d	
Zylinderdruckfestigkeit	$f_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	77,68 ± 0,85%			
	$\rho_m$	g/cm <sup>3</sup>	2,41 ± 0,31%			
Würfeldruckfestigkeit	$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	79,47 ± 4,23%	80,83 ± 3,05%	83,48 ± 6,56%	80,51 ± 2,47%
	$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,39 ± 1,43%	2,40 ± 1,06%	2,39 ± 1,14%	2,37 ± 0,34%
Spaltzugfestigkeit	$f_{ctm,sp}$	N/mm <sup>2</sup>	3,83 ± 4,40%			
	$f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	3,44 ± 4,40%			
	$\rho_{m,sp}$	g/cm <sup>3</sup>	2,39 ± 0,08%			
Elastizitätsmodul	$E_{bm}$	N/mm <sup>2</sup>	36.854,39 ± 1,46%			
Serie 2						
		14.12.2018	18.12.2018	19.12.2018	21.12.2018	
		28 d	32 d	33 d	35 d	
Zylinderdruckfestigkeit	$f_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	80,98 ± 2,16%			
	$\rho_m$	g/cm <sup>3</sup>	2,43 ± 0,53%			
Würfeldruckfestigkeit	$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	82,42 ± 4,90%	82,44 ± 6,09%	83,41 ± 3,99%	82,60 ± 0,56%
	$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,37 ± 0,77%	2,36 ± 0,77%	2,36 ± 1,00%	2,37 ± 2,05%
Spaltzugfestigkeit	$f_{ctm,sp}$	N/mm <sup>2</sup>	4,27 ± 13,07%			
	$f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	3,85 ± 13,07%			
	$\rho_{m,sp}$	g/cm <sup>3</sup>	2,43 ± 0,39%			
Elastizitätsmodul	$E_{bm}$	N/mm <sup>2</sup>	37.174,97 ± 7,13%			
Vergussmörtel						
		17.12.2018	19.12.2018	21.12.2018		
		10 d	12 d	14 d		
Druckfestigkeit	$R_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	80,66 ± 2,53%	82,08 ± 5,55%	84,16 ± 3,62%	
Biegezugfestigkeit	$R_{fm}$	N/mm <sup>2</sup>	7,47 ± 7,24%	7,92 ± 1,90%		
	$\rho_{fm}$	g/cm <sup>3</sup>	8,88 ± 0,25%	8,73 ± 2,84%	8,93 ± 0,76%	
UHPC						
		h= 150mm	h= 100mm			
		21.12.2018	21.12.2018			
		30 d	30 d			
Würfeldruckfestigkeit	$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	153,33 ± 1,94%	151,46 ± 4,33%		
	$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,45 ± 0,27%	2,42 ± 0,89%		

Tab. 6: Zusammenstellung der Materialkennwerte

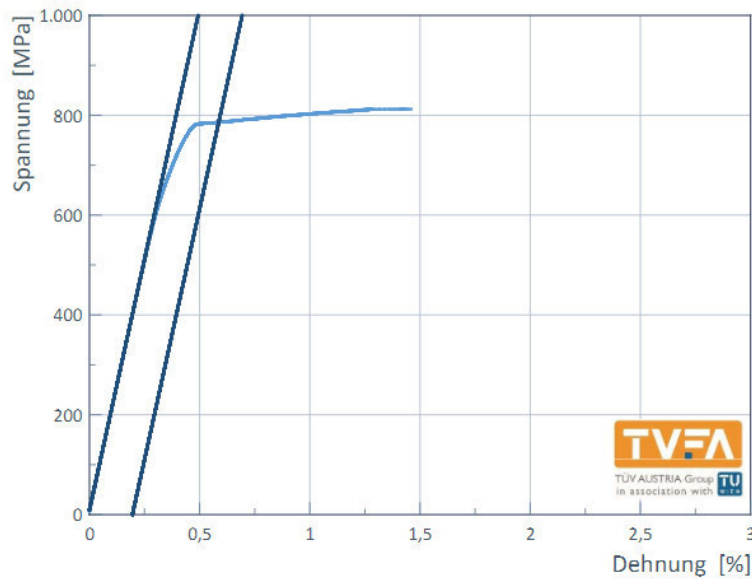


Abb. 27: Spannungs-Dehnungslinie aus dem Prüfbericht der TVFA, SAS 670/800

### 3.4.7 Materialkennwerte des hochfesten Bewehrungsstahls

Für die Bestimmung der Materialkennwerte des SAS 670/800 wurden insgesamt drei Stäbe mit einer Länge von zwei Meter und einem Durchmesser von 30 mm an die TÜV AUSTRIA TVFA Prüf- und Forschungs-GmbH übergeben. Diese übernahm im Anschluss, unter Zu-Hilfenahme einer Zugprüfmaschine, die Prüfungen des hochfesten Stahls. In Tab. 7 sind die Mittelwerte der Ergebnisse der drei getesteten Proben zusammengefasst. Bestimmt wurde der Elastizitätsmodul, die 0,2 %-Dehngrenze  $R_{p0,2}$  und die Zugfestigkeit  $R_m$  des Stahls (siehe Abb. 27).

## 3.5 Versuchsdurchführung

Um das Tragverhalten von Stahlbetonstützen mit hochfesten Bewehrungsstahl und Stumpfstoß beschreiben zu können, wurden an den einzelnen Versuchskörper zerstörende Druckversuche durchgeführt. Die Ausführungsvarianten wurden dafür mittig in eine Druckprüfmaschine eingebaut und bis zum Bruch, durch Aufbringen einer Normalkraft mit definierter Geschwindigkeit und zusätzlichen Haltestufen mit konstanter Last, über eine hydraulische Presse, belastet.

<b>Materialkennwerte SAS 670/800</b>	
$d_0$	30,00 mm
$L_0$	2001 mm
E-Modul	200,972 N/mm <sup>2</sup>
$R_{p0,2}$	781 N/mm <sup>2</sup>
$R_m$	870 N/mm <sup>2</sup>

Tab. 7: Materialkennwerte SAS 670/800

### 3.5.1 Prüfmaschine

Mit einer Druckprüfmaschine gelingt es Kraft-Weg-Diagramme zu bestimmen und auf Kennwerte für Werkstoffe zu schließen. Sowohl sämtliche Betonprobekörper als auch die Versuchskörper wurden durch Anwendung dieser geprüft.

Der prinzipielle Aufbau der Druckprüfmaschine wird in Abb. 28 veranschaulicht. Neben den beiden Lastsäulen an den Seiten, zählen die obere und untere Druckplatte, die Traverse und der zentrale Hydraulikantrieb zu den wesentlichen Bestandteilen. Die obere Druckplatte ist beweglich ausgeführt und wird durch eine zugehörige Kugelkalotte eingestellt. In den Versuchen zeigte sich, dass eine Vorbelastung notwendig war, um zu garantieren, dass diese tatsächlich die exakte Position in Richtung der Last annimmt und keine Exzentrizität einprägt. Bei der ersten Referenzstütze wurde dieser Schritt nicht durchgeführt und es kam zu einem frühzeitigen Versagen durch Knicken. Deshalb wurde bei den restlichen Probekörpern zuerst, bei einer Vorbelastung von 10 kN, das Messsystem angebracht und danach eine einmalige Belastung von 100 kN und eine darauffolgende Entlastung auf 50 kN durchgeführt, bevor der eigentliche Druckversuch gestartet wurde.

Eine wesentliche Eigenschaft der Druckplatten ist deren Härte von über 550 HV 30. Diese ist wichtig, um irreversible Verformungen ausschließen zu können und somit unzulässige Ungenauigkeiten zu vermeiden. Die Kraftregelung selbst, welche über die hydraulische Presse aufgebracht wird, kann entweder automatisch erfolgen, wobei hier wieder zwischen weg- oder kraftgesteuert zu unterscheiden ist, oder händisch eingestellt werden.

Für die Messung der wirkenden Kraft und der Verformung der Probe sind zusätzliche Sensoren vorhanden, die über eine Verbindung mit einem PC aufgezeichnet und ausgewertet werden. Um zusätzliche Ergebnisse zu erhalten, wurden bei den Druckversuchen der Stützenknoten allerdings externe induktive Wegaufnehmer angebracht, auf welche in 3.5.3 Aufzeichnung und Messgerät näher eingegangen wird.

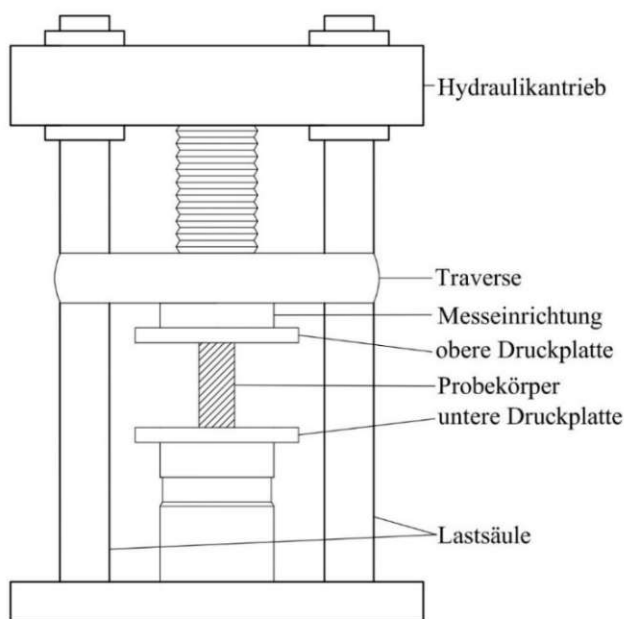


Abb. 28: Bestandteile der Prüfmaschine

### 3.5.2 Ablauf

Der Prüfung der Versuchskörper ging ein ordnungsgemäßer Einbau der Versuchskörper in die Prüfmaschine voraus. Dabei waren auf eine saubere Fläche der Druckplatte und eine mittige Lage der Proben auf dieser erforderlich, um jegliche Art der äußeren Störung auszuschließen.

Nach der bereits angesprochenen Vorbelastung, zur Einrichtung der Kalotte, wurde die Druckkraft kraftgesteuert aufgebracht, was bedeutet, dass es zu einer vorgegebenen Erhöhung der Kraft pro Zeit kommt. Zusätzlich wurden während der Laststeigerung Haltestufen vorgesehen. Bei diesen wurde die Last für eine bestimmte Zeit konstant gehalten um zum einen die Rissfortschreitung zu beobachten und zum anderen den Kriechvorgang des Betons zu ermöglichen. Ziel der Kriechphase war es eine Umlagerung der inneren Kräfte zu erreichen, bei welcher sich der Beton der Belastung entzieht und der Stahl stärker beansprucht wird. Die Belastungsgeschichte sah nach 20 % der erwarteten Bruchlast, bei der ständigen Gebrauchslast und bei der maximalen Gebrauchslast jeweils eine Haltezeit von fünf Minuten vor und bei Erreichen der Designlast, berechnet für die Stütze ohne Betondeckung, sowie bei der Designlast der Stütze mit Betondeckung, wenn Anzeichen auf Versagen nicht bereits angedeutet wurden, jeweils eine weitere Stunde. Wobei die fünfminütigen Pausen nur zur Kontrolle der Risse vorgesehen waren und erst die Haltestufen von einer Stunde dem Kriechvorgang dienten. Die Beobachtung des Rissfortschritts erfolgte unter zu Hilfenahme einer Risslupe. Die jeweiligen Laststufen mit den zugehörigen Zahlenwerten sind in Abb. 29: Belastungsgeschichte zusammengefasst. Erst nach der letzten Halteperiode wurde die Last bis zum Bruch weggesteuert, durch Vorgabe der äußeren Belastung als Deformation, erhöht, um den Versuch kontrolliert abschließen zu können.

### 3.5.3 Aufzeichnung und Messgerät

Für die Auswertung der Versuche musste über den gesamten Versuchsablauf sowohl die Kraft als auch die Stauchung aufgezeichnet werden. Der Dehnungsverlauf wurde über zusätzlich angebrachte

Belastungsgeschichte				
1	20% der erwarteten Bruchlast	$20\% \cdot (A_{c,netto} \cdot f_{cm} + A_s \cdot f_{yk})$	689 kN	5 min
2	ständige Gebrauchslast	$1/3 \cdot \text{Designlast mit Betondeckung}$	1355 kN	5 min
3	maximale Gebrauchslast	$1/1,4 \cdot \text{Designlast mit Betondeckung}$	1936 kN	5 min
4	Designlast ohne Betondeckung	$(A_{c,netto} - A_{c,Betondeckung}) \cdot f_{cm} / 1,50 + A_s \cdot f_{yk} / 1,15$	2149 kN	1 h
5	Designlast mit Betondeckung	$A_{c,netto} \cdot f_{cm} / 1,50 + A_s \cdot f_{yk} / 1,15$	2710 kN	1h
6	erwartete Bruchlast	$A_{c,netto} \cdot f_{cm} + A_s \cdot f_{yk}$	3488 kN	-

$A_{c,netto}$

$A_{c,Betondeckung}$

$A_s$

$f_{cm}$

$f_{yk}$

Nettoquerschnitt

Fläche der Betondeckung

Stahlquerschnitt

Mittelwert der Betondruckfestigkeit

Streckgrenze des Stahls

Abb. 29: Belastungsgeschichte

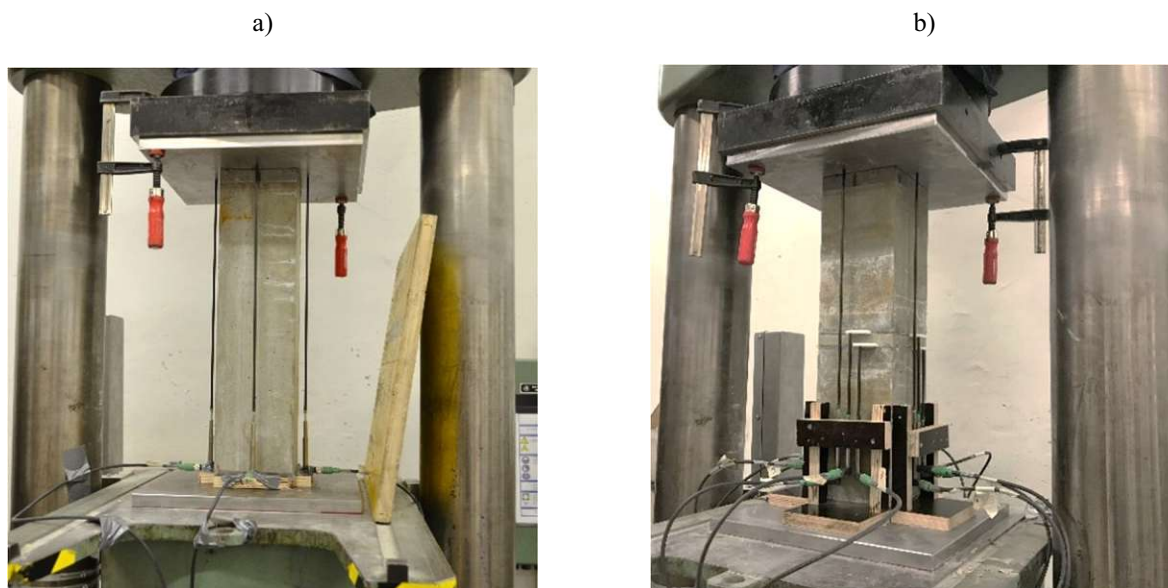


Abb. 30: Versuchsaufbau am Beispiel a) der Referenzstütze und b) der Stütze mit Stumpfstoß

induktive Wegaufnehmer, welche seitlich und möglichst nahe an den Probekörper montiert wurden, festgehalten.

Das Funktionsprinzip der verwendeten induktiven Wegaufnehmer beruht auf der Erfassung der Bewegung einer Schubstange, die auf einer Rückstellfeder gelagert ist. Durch integrierte Elektronik und Kopplung mit einem PC gelingt die Aufzeichnung der gemessenen Wege. Verwendet wurden Aufnehmer mit einem möglichen Messweg bis zu 20 mm.

Prinzipiell wurden zur Gewährleistung guter Ergebnisse und um Ausfällen vorzubeugen Messungen an allen vier Seiten durchgeführt. Für die Referenzstütze reichte eine Messeinrichtung an jeder der vier Seiten. Diese wurden zwischen unterer und oberer Druckplatte montiert. Für die restlichen Varianten waren an jeder Seite insgesamt drei Wegaufnehmer erforderlich um sämtliche Bestandteile der Stützenknoten getrennt beurteilen zu können. Das Ziel war im Anschluss die geleisteten Wege der beiden Stützenstummel und der Vergussfuge beziehungsweise des UHPC-Kontinuums herauszurechnen. Dazu wurde die Stauchung zwischen den beiden Druckplatten, die Stauchung zwischen unterer Druckplatte und unterer Stahlplatte des Stumpfstoßes und die Stauchung zwischen unterer Druckplatte und oberster Stahlplatte des Stumpfstoßes gemessen. Für die Befestigung der Wegaufnehmer in der Höhe der Stahlplatten wurden Kunststoffplättchen mittig an diesen angebracht. Der vollständige Versuchsstand mit eingebauten Prüfkörper und angebrachten induktiven Wegaufnehmer ist beispielhaft für zwei Varianten, in Abb. 30 abgebildet. Es wurde dafür die Referenzstütze und der klassische Stumpfstoß herangezogen. Zusätzlich erkennbar sind außerdem die eingangs erwähnten und an den Wegaufnehmern angeschlossenen Kabel, welche die Verbindung zum PC darstellen und die Aufzeichnung ermöglichen.

# Kapitel 4

## Versuchsergebnisse und Versuchsauswertung

### 4.1 Allgemeines

Auf Basis der aufgezeichneten Kräfte und Stauchungen sowie dem Zeitverlauf des Versuchsablaufs und dem entstehenden Rissbild konnten die einzelnen Varianten anschließend ausgewertet werden. Der Fokus wurde dabei auf die

- Maximale Druckkraft sowie die dabei auftretende Stauchung bei Bruch
- Kraft-Dehnungsbeziehungen der einzelnen Varianten
- Ausbreitung der Risse
- Kräfteumlagerungen während der Haltestufen

gelegt.

In sämtlichen Ergebnissen ist auch die Referenzstütze der ersten Serie angeführt. Hier ist aber zu erwähnen, dass es bei dieser zu einem frühzeitigen Versagen durch Knicken kam. Diese wird daher für sämtliche Gegenüberstellungen nicht herangezogen. Zu begründen ist dieses Verhalten, durch eine mögliche Angangsschiefstellung der Kalotte und eine somit eingeprägte Exzentrizität, wie sie in 3.5.2 beschrieben wurde. Durch die Vorbelastung wurde dieses Problem bei den restlichen Stützenversuchen behoben und eine reine Normalkraftbeanspruchung erreicht.

Anschließend, an die Auswertung der Versuche, folgt eine Gegenüberstellung der einzelnen Varianten. Hier wird besonders auf den zusätzlich eingefügten Stoß im Bezug zur Referenzstütze eingegangen um Aussagen über eine mögliche Stützenschwächung treffen zu können. Außerdem wird ein Vergleich des Stumpfstoßes mit den Ergebnissen der Literatur gezogen.

### 4.2 Bruchlasten und Stauchungen

In Tab. 8 eingetragen sind die maximal erreichte Kraft bei Versagen sowie die bei dieser Beanspruchung aufgetretenen Stauchung des Stützenknotens (siehe dazu auch Abb. 53 und Abb. 54).

Für die Ermittlung der Stauchungen bei Erreichen der maximalen Kraft mussten von den gemessenen Stauchungen  $s_{\text{Gesamt}}$  die Anteile der beiden Lasteinleitungsplatten abgezogen werden. Erforderlich war dieser Schritt für eine reine Beurteilung des Stützenknotens, da die beiden Lasteinleitungsplatten nicht Bestandteil des Knotendetails waren. Sie bildeten rein den Abschluss der beiden Stützenstummel und dienten für die Einleitung der Kräfte sowie zur Gewährleistung des geringen Rauigkeitswertes zwischen Druckplatte und Prüfkörper. Der von den Lasteinleitungsplatten geleistete Weg ergab sich, mit einem Elastizitätsmodul  $E$  der beiden Stahlplatten von  $212000 \text{ N/mm}^2$ , wie folgt:

$$s_{\text{Lasteinleitungsplatte}} = \frac{F_{\text{max}} \cdot t}{E \cdot a^2} \quad (23)$$

Variante	Bezeichnung	max. Kraft	Stauchung bei max. Kraft
1	Referenzstütze 1	2732,80 kN	-8,46 ‰
1	Referenzstütze 2	3308,80 kN	-4,67 ‰
2	Stumpfstoß 1	2601,20 kN	-4,99 ‰
2	Stumpfstoß 2	2867,60 kN	-6,45 ‰
3	Stumpfstoß + Aufweitung 1	3098,40 kN	-4,64 ‰
3	Stumpfstoß + Aufweitung 2	3298,80 kN	-5,10 ‰
4	Stumpfstoß + Stirnflächenbewehrung 1	2549,20 kN	-5,98 ‰
4	Stumpfstoß + Stirnflächenbewehrung 2	2899,20 kN	-5,83 ‰
5	Stumpfstoß + UHPC 1	2719,60 kN	-6,74 ‰
5	Stumpfstoß + UHPC 2	2816,80 kN	-6,10 ‰
6	Stumpfstoß + UHPC + Aufweitung 1	3043,60 kN	-5,16 ‰
6	Stumpfstoß + UHPC + Aufweitung 2	3146,00 kN	-4,82 ‰

Tab. 8: Zusammenstellung der Bruchlasten und Stauchungen

Wobei für  $t$  die Dicke, für  $a$  die Seitenlänge und für  $F$  die maximale Kraft einzusetzen ist. Die Stauchung in ‰ ergab sich in einem weiteren Schritt über den Zusammenhang:

$$\varepsilon = - \frac{s_{\text{Gesamt}} - 2 \cdot s_{\text{Lasteinleitungsplatte}}}{l_{\text{Gesamt}} - 2 \cdot t} \quad (24)$$

Betrachtet man die Bruchlasten lässt sich allgemein für alle Varianten festhalten, dass die zweite Serie um etwa 3-10 % bessere Ergebnisse lieferte als die erste. Erkennbar ist der Unterschied bereits in Tab. 6: Zusammenstellung der Materialkennwerte. Auch bei den hier ermittelten Betondruckfestigkeiten, sowohl am Zylinder als auch am Würfel, zeigten sich Unterschiede der beiden Betonchargen. Ein Vergleich der Ergebnisse bei gleichem Betonalter zeigt ebenfalls Differenzen in der Größenordnung von 5 %, mit den größeren Werten bei den Probekörpern der zweiten Serie. Dies ist auf die Streuungen der Betoneigenschaften zurückzuführen. In der, in Tab. 5 dargestellten, Betonzusammensetzung fällt vor allem auf, dass Gewichtsunterschiede bei der Korngruppe 0/4 vorherrschten.

### 4.3 Kraft-Dehnungs-Beziehung

Die, während des gesamten Versuchsablaufes, aufgezeichneten Kräfte und Verschiebungen sowie deren Zusammenhänge sind nachfolgenden in Kraft-Dehnungs-Diagrammen dargestellt. Gezeigt wird das Verhalten des gesamten Stützenknotens bei reiner Druckbeanspruchung. Zusätzlich wurden die Stauchungen der Vergussfuge sowie die des UHPC-Kontinuums genauer betrachtet.

#### 4.3.1 Kraft-Dehnungs-Beziehung des Stützenknotens

Um den Verlauf der Stauchungen in ‰ im gesamten Stützendetail in Abhängigkeit der Kraft zu erhalten, mussten, wie in 4.2 für die Bruchlast beschrieben, für sämtliche aufgezeichneten Kräfte die zugehörigen negativen Dehnungen ermittelt werden. In den nachfolgenden Abbildungen sind dazu die Ergebnisse der einzelnen Wegaufnehmer, wobei, wie in 3.5.3 bereits beschrieben, jeweils einer an jeder Seite des Probekörpers angebracht wurde, getrennt dargestellt. Weg 1 und Weg 3 sowie Weg 2 und Weg 4 entsprechen dabei den gegenüberliegenden Seiten.



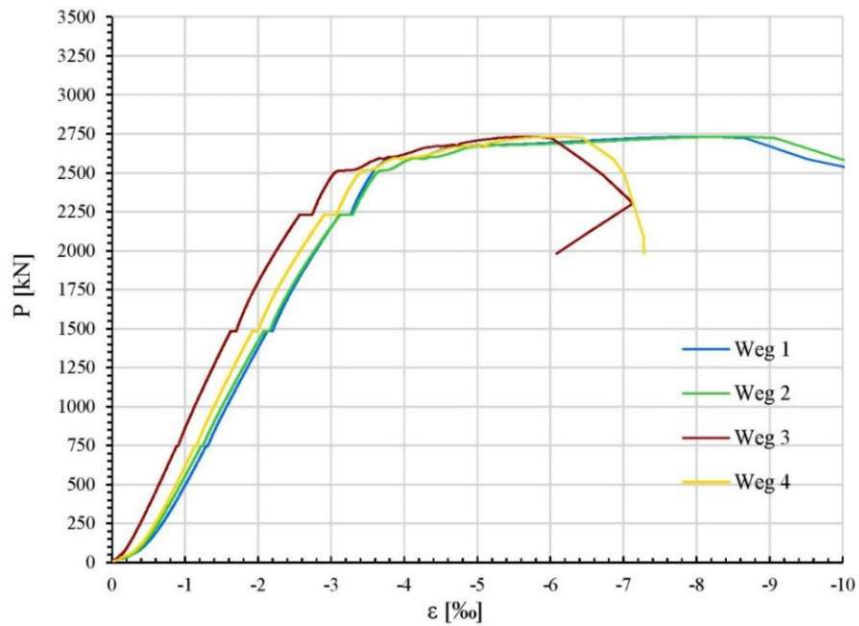


Abb. 31: Referenzstütze 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Das bereits beschriebene Problem der ersten Referenzstütze, bei welcher es zu einem frühzeitigen Versagen durch Knicken kam, zeigt sich in Abb. 31, durch eine flach ansteigende Kurve, ab etwa 2500 kN. Unter nur mehr geringer Zunahme der Kraft stieg die Stauchung rasch an.

Abb. 32 veranschaulicht die Kraft-Dehnungsbeziehung der zweiten Referenzstütze sowie die Kriechverformung während der Haltestufe. Es konnte während der konstanten Last bei 2150 kN ein Stauchungsgewinn von etwa 0,30 % festgehalten werden. Die maximale Kraft wurde bei zirka 3300 kN erreicht und die Stauchung des Stützenstummels bei Erreichen dieser betrug 4,67 %.

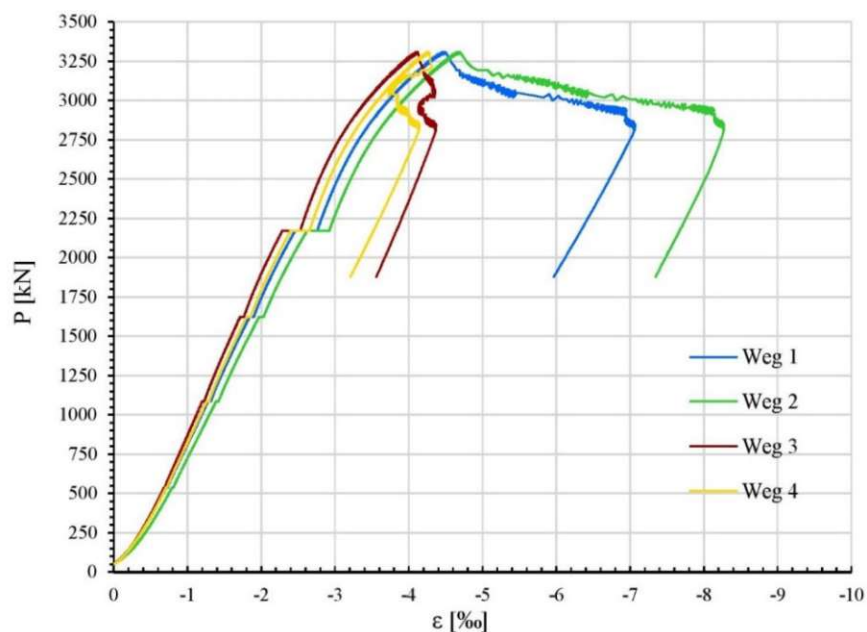


Abb. 32: Referenzstütze 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm

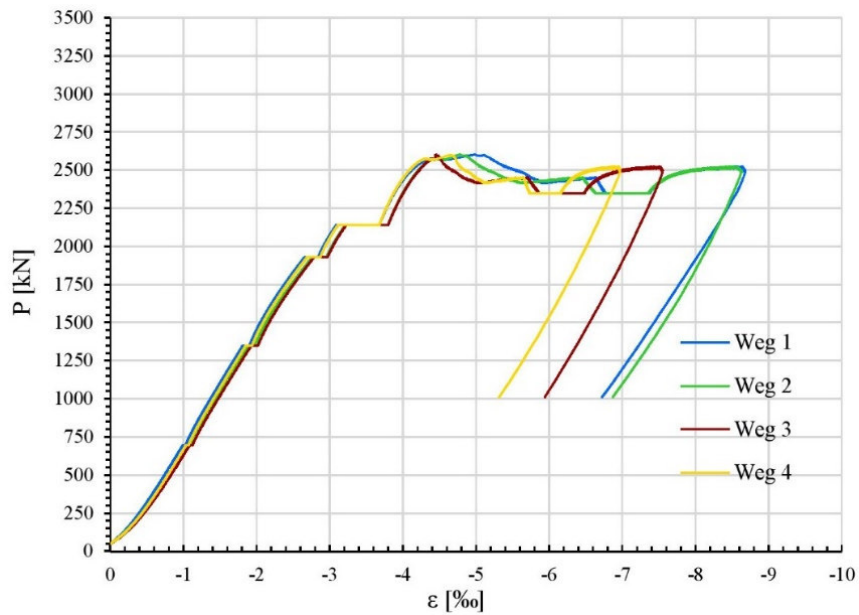


Abb. 33: Stumpfstoß 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Das Versagen des ersten Stumpfstoßes unter einer Last von 2600 kN erfolgte bei einer Stauchung von 4,99 % und ist in Abb. 33 dargestellt. Während der einstündigen Haltephase erfuhr der Stützenknoten Stauchungen in der Höhe von 0,50 %. Nach Erreichen der Versagenslast kam es zu einem Abfall der Kraft auf etwa 2350 kN (weggesteuert), danach konnte, mit zunehmender Stauchung, die Kraft sogar noch einmal gesteigert werden, erreichte aber die Höchstlast nicht mehr.

Abb. 34 zeigt den Versuchshergang des zweiten Stumpfstoßes, welcher zusätzlich zu dem Stauchungsgewinn der ersten Haltestufe von 0,50 % eine Kriechverformung von 1,20 % in der zweiten Stunde erfuhr. Die maximale Kraft wurde bei etwa 2860 kN erreicht und die Stauchung bei Bruch betrug 6,45 %.

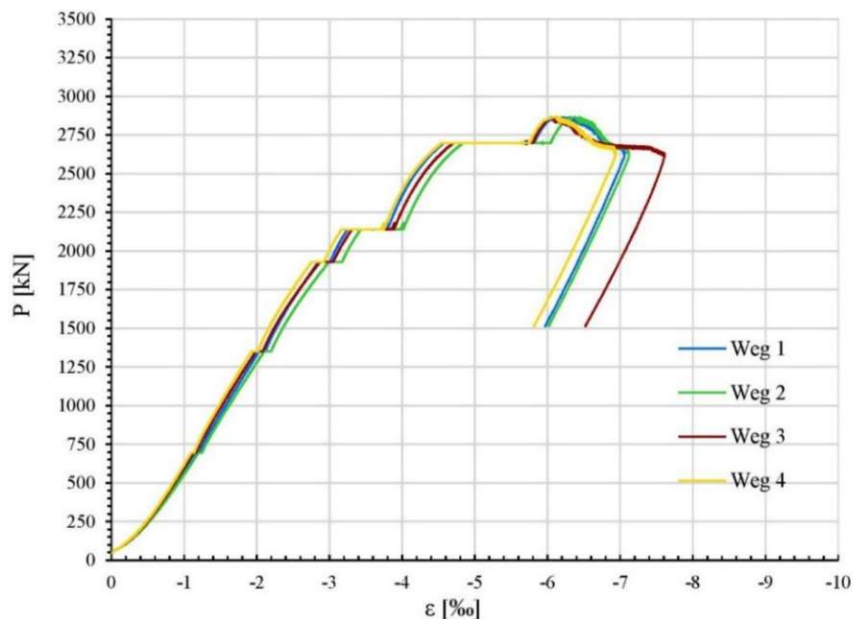


Abb. 34: Stumpfstoß 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm

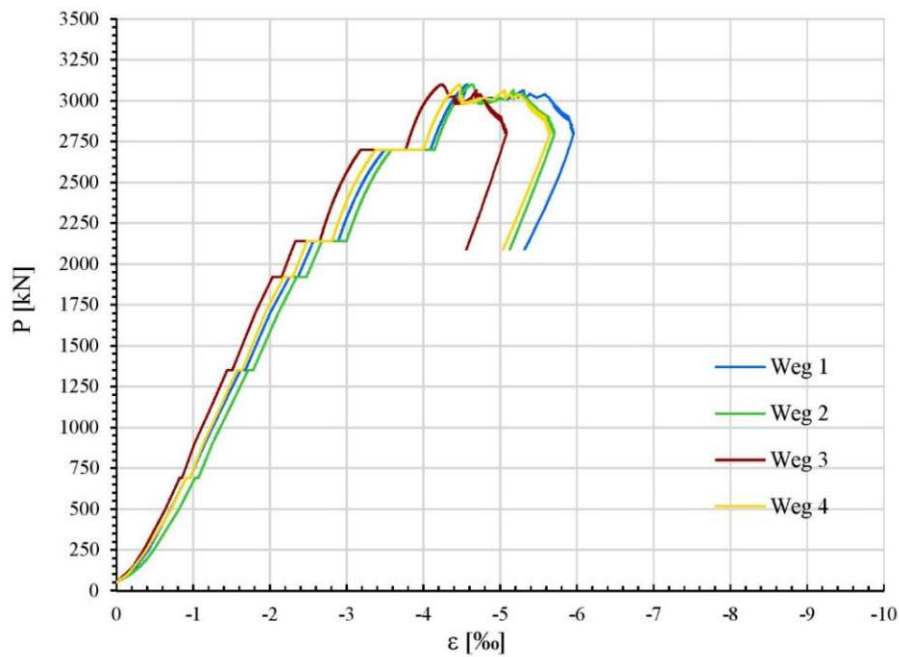


Abb. 35: Stumpfstoß mit Aufweitung 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Bei den Abb. 35 und Abb. 36 handelt es sich um die beiden Kraft-Dehnungs-Diagramme der Variante: Stumpfstoß mit Aufweitung. Diese zeigten im Verlauf ein sehr ähnliches Bild. In den beiden Kriechphasen wurden jeweils Stauchungen von 0,40 % in der ersten Stunde und 0,60 % in der zweiten Stunde erreicht. Die Versagenslast sowie die Stauchung bei Bruch lagen bei der Stütze der ersten Serie bei etwa 3100 kN und 4,64 % und bei der zweiten Serie bei 3300 kN und 5,10 %.

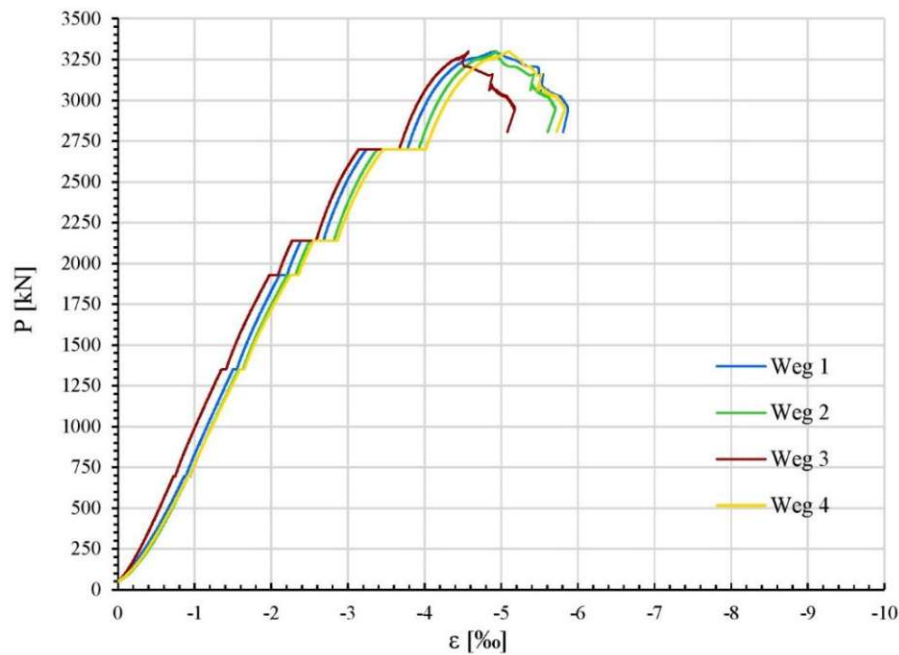


Abb. 36: Stumpfstoß mit Aufweitung 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm

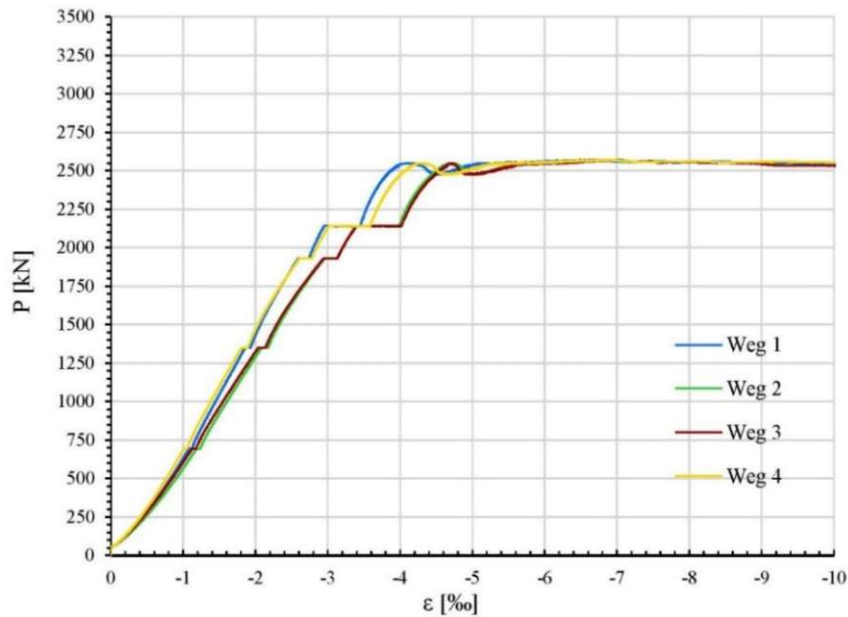


Abb. 37: Stumpfstoß mit Stirnflächenbewehrung 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Ein schönes Nachbruchverhalten zeigte sich bei dem ersten Versuch der Variante mit Stumpfstoß und Stirnflächenbewehrung (siehe Abb. 37). Bei nur sehr geringem Kraftabfall anfangs, konnte die Stütze diese Kraft anschließend konstant halten und Gesamtstauchungen bis über 10 % aufnehmen. Die maximale Kraft wurde bei 2550 kN und einer Stauchung von 5,98 % erreicht und die Kriechverformung während der Haltephase lag bei 0,60 %.

Ein etwas höheres Ergebnis, betreffend der Versagenslast, lieferte der Versuchskörper der zweiten Serie mit einem Maximalwert von 2900 kN. Die Stauchung bei Erreichen dieser Kraft betrug 5,83 %. Allerdings zeigte die Kurve, wie in Abb. 38 erkennbar, schon frühzeitig, ab etwa 2500 kN, erste Anzeichen auf Versagen. Die Kriechverformung unter konstanter Last lag bei 0,50 % in der ersten Stunde und bei 0,30 % in der zweiten Stunde.

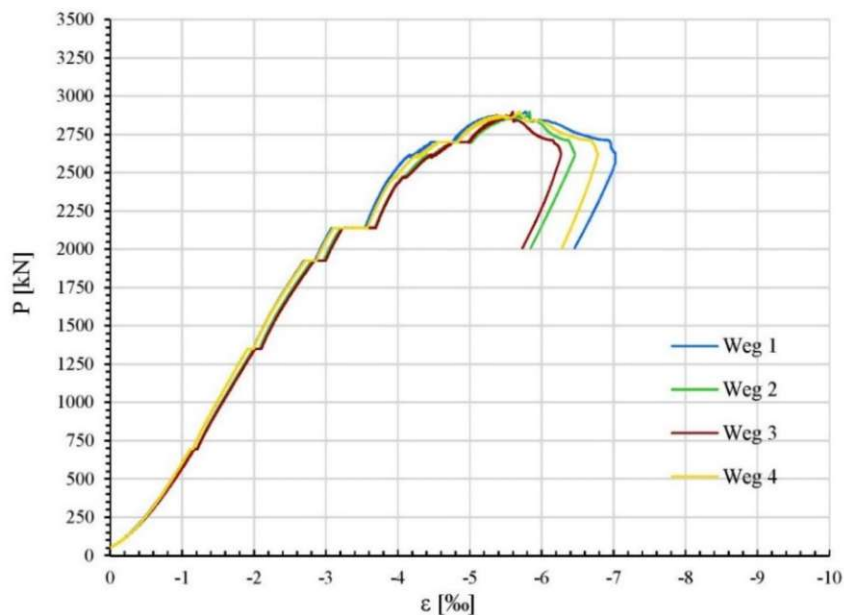


Abb. 38: Stumpfstoß mit Stirnflächenbewehrung 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm

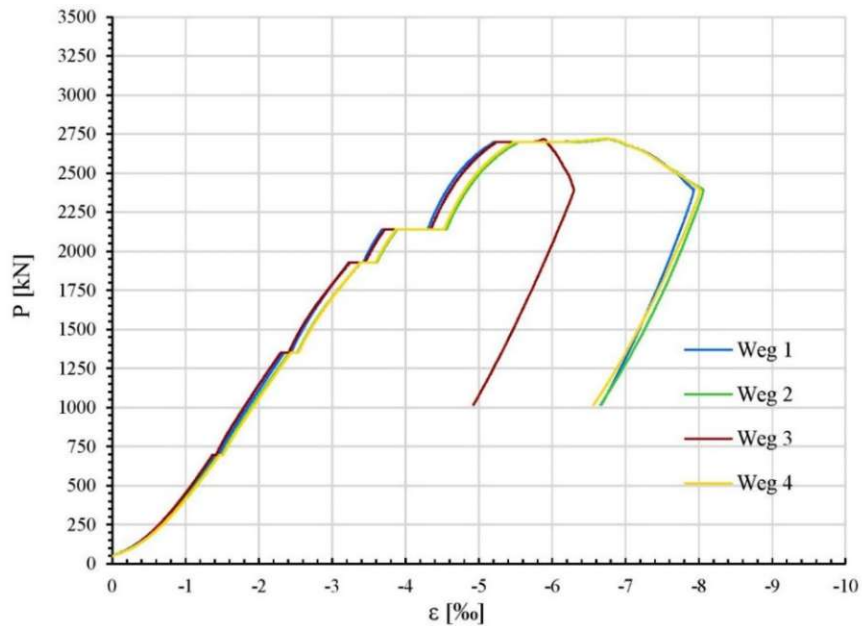


Abb. 39: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Bei einer Last von 2700 kN und somit kurz vor dem Erreichen der zweiten Haltestufe kam es zum Versagen des ersten Stützenknotens mit Stumpfstoß und UHPC-Kontinuum. Bei dieser Last erfuhr der Versuchskörper eine Gesamtstauchung von 6,74 %. Der Stauchungsgewinn während der einstündigen Haltephase lag bei 0,60 % (siehe Abb. 39).

Die zweite Serie derselben Variante versagte bei 2800 kN und einer Stauchung von 6,10 %, erfuhr ebenfalls eine Stauchung von 0,60 % während der ersten Kriechphase und stauchte sich um weitere 0,50 % während der zweiten einstündigen Haltephase (siehe Abb. 40).

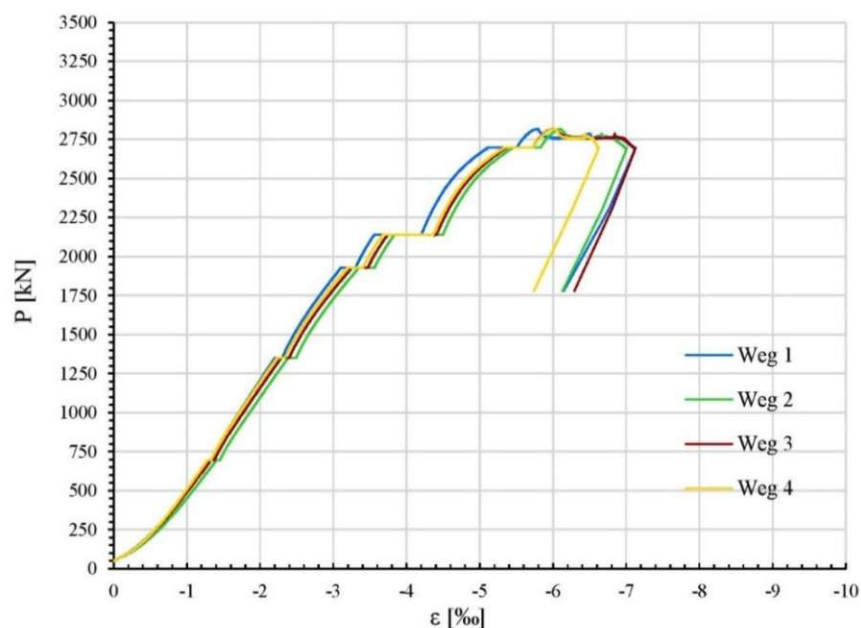


Abb. 40: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm

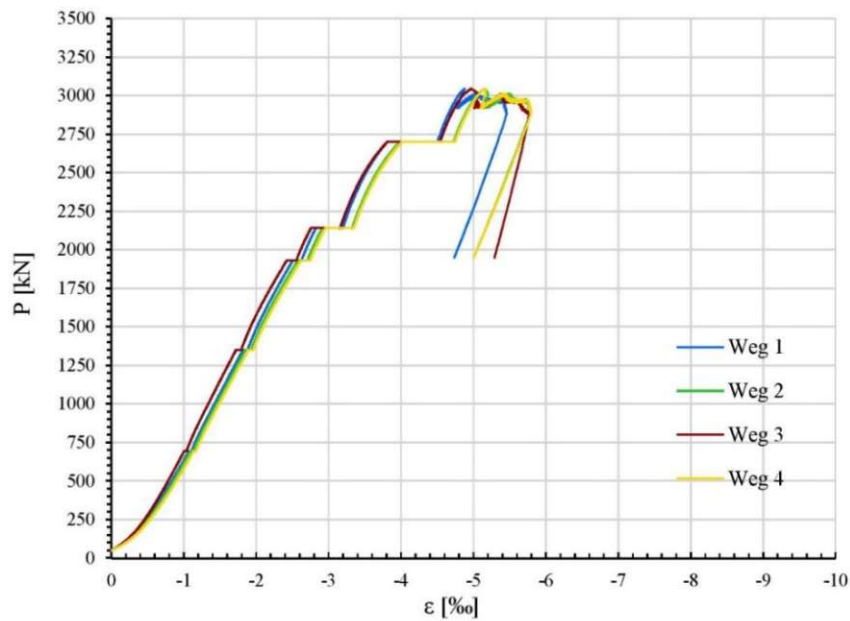


Abb. 41: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum und Aufweitung 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Bei der Abb. 41 handelt es sich um die Kraft-Dehnungsbeziehung des ersten Versuchs der Variante mit UHPC-Kontinuum und Aufweitung. Die Zunahme der Stauchung lag bei 0,40 % während der ersten Haltestufe und 0,80 % während der zweiten Haltestufe. Die Bruchlast erreichte bei einer Stauchung von 5,16 % einen Wert in der Höhe von 3050 kN.

Bei nur 100 kN mehr und somit bei einer Beanspruchung von 3150 kN kam es zum Versagen des Versuchskörpers derselben Variante aber der zweiten Serie. Dieser erfuhr ebenfalls einen Stauchungsgewinn von 0,40 % während der ersten Haltestufe. Während der zweiten Haltephase betrug dieser 0,60 %. Die Stauchung bei Erreichen der Bruchlast lag bei 4,82 % (siehe Abb. 42).

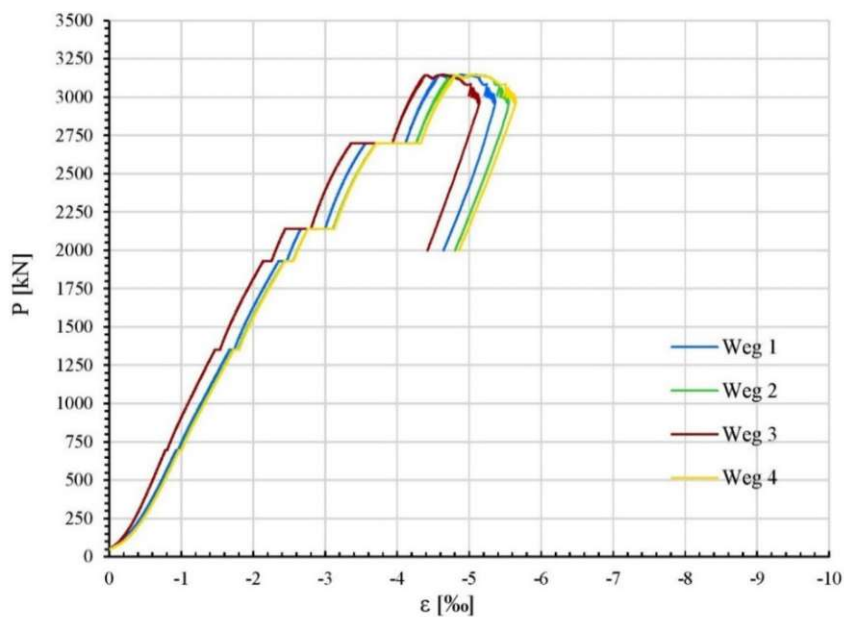


Abb. 42: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum und Aufweitung 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm

### 4.3.2 Vergussfuge

Durch die beiden zusätzlich angebrachten induktiven Wegaufnehmer zwischen unterer Druckplatte und den beiden Stahlplatten der Vergussfuge wollte man eine Möglichkeit schaffen, um auch Aussagen über das Stauchungsverhalten der Vergussfuge treffen zu können.

Die zurückgelegte Stauchung, in %, der Mörtelfuge konnte aus der Differenz der gemessenen Wege und der Dicke  $d_{\text{Mörtelfuge}}$  der Mörtelfuge ermittelt werden:

$$\varepsilon_{\text{Mörtelfuge}} = \frac{s_{\text{Weg}_2} - s_{\text{Weg}_3} - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot s_{\text{Stahlplatte}}}{d_{\text{Mörtelfuge}}} \quad (25)$$

Dazu wurde für  $s_{\text{Weg}_3}$  der aufgezeichnete Weg des kürzesten Wegaufnehmer, welcher von der Stützenaufstandsfläche bis zur Mitte der untersten Stahlplatte reichte, eingesetzt.  $s_{\text{Weg}_2}$  entsprach dem Weg zwischen Aufstandsfläche und der Mitte der obersten Stahlplatte und  $s_{\text{Stahlplatte}}$  dem Weg der Stahlplatte.  $s_{\text{Stahlplatte}}$  wurde über den bekannten Zusammenhang (siehe (23)) und einem Elastizitätsmodul  $E$  von 210000 N/mm<sup>2</sup> berechnet. Aus der Messung der Wege bis zur Mitte der Stahlplatten bei  $s_{\text{Weg}_2}$  und  $s_{\text{Weg}_3}$  folgt der Faktor  $\frac{1}{2}$  in der oben angeführten Formel.

Es zeigten sich aber keine zufriedenstellenden Ergebnisse. Mit Streuungen zwischen 5-20 % sind diese zu groß, um genaue Schlüsse ziehen zu können (siehe Abb. 43). Eine mögliche Ursache dafür wird in 4.5.2 Problemstellung: Fließen der Stahlplatte vorgestellt.

### 4.3.3 UHPC-Kontinuum

Als Folge der unzuverlässigen Ergebnisse der Vergussfuge waren auch die Stauchungen des UHPC Kontinuums nicht bestimmbar. Durch die Messung der Wege von der unteren Druckplatte bis zu den

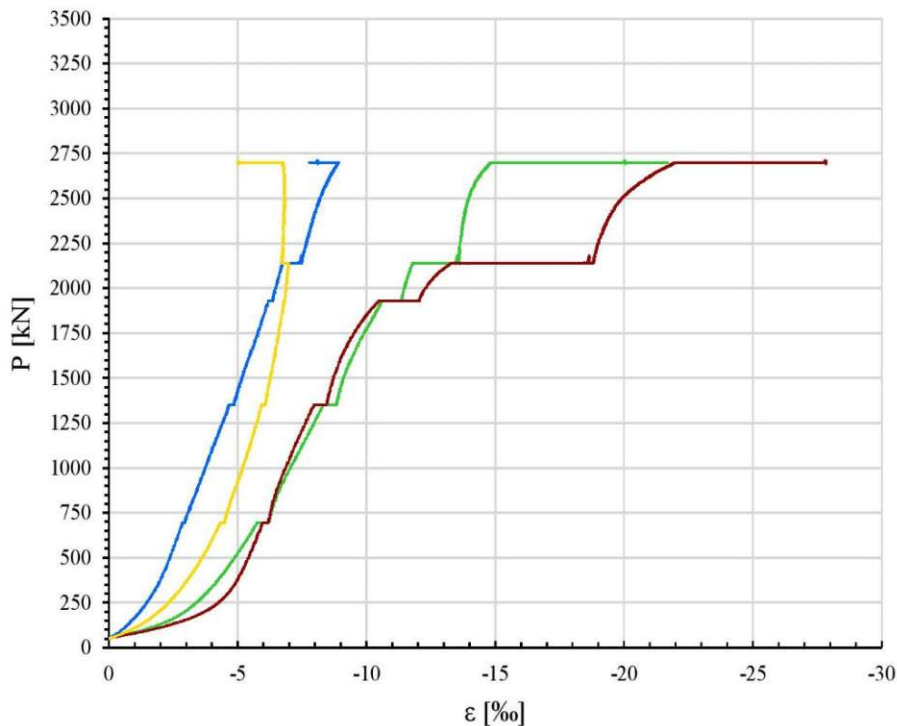


Abb. 43: Stauchung der Vergussfuge, Stumpfstoß 2

beiden äußersten Stahlplatten der Mörtelfugen, müssten die Wege der Vergussfuge zuerst abgezogen werden um anschließend auf die Stauchung des UHPC-Kontinuum schließen zu können. Vorgesehen war es dazu, die Wege der Mörtelfuge aus den Varianten ohne UHPC-Körper heranzuziehen. Da dies aber nicht möglich war, konnte auch die Stauchung des UHPC-Kontinuum nicht ermittelt werden.

Für weitere Versuche wäre es anzudenken, die Wegaufnehmer bei den Varianten mit UHPC-Kontinuum an den beiden inneren Stahlplatten zu befestigen, um dieses Problem ausschließen zu können.

#### 4.4 Rissbild und Versagenszustand

Beobachtungen während der Laststeigerung zeigten erste kleine Risse erst nach Erreichen der maximalen Gebrauchslast bei zirka 1936 kN. Dabei handelte es sich, wenn überhaupt schon vorhanden, um sehr feine, mit dem freien Auge kaum sichtbare Risse. Deutlicher wurden diese erst bei weiter steigender Belastung. Bei Erreichen der Designlast mit 2149 kN waren schließlich bei allen Varianten Risse sichtbar. Gezeigt wird dieser Zustand in Abb. 44 a) und Abb. 45 a), wobei bei jeder Laststufe mit Farbe der Rissfortschritt gekennzeichnet wurde. Demnach entspricht Schwarz der Laststufe bei maximaler Gebrauchslast, Blau der Designlast mit 2149 kN und Rot der Haltestufe bei 2710 kN. Die letzte Haltestufe zeigte bei allen Versuchen eindeutige Anzeichen des Versagens und ließ darauf schließen, dass sich die Betondeckung mit fortschreitender Belastung langsam löste. Bei Erreichen der Bruchlast kam es zum endgültigen Ablösen der Betondeckung, woraus ein geschwächter Restquerschnitt resultierte und in Folge versagte.

Bezüglich des Entstehungsortes der Risse zeigten sich zwei grundsätzliche Ansätze auf. Während bei den Varianten ohne Aufweitung die Risse von dem Stumpfstoß ausgingen, waren bei den Aus-

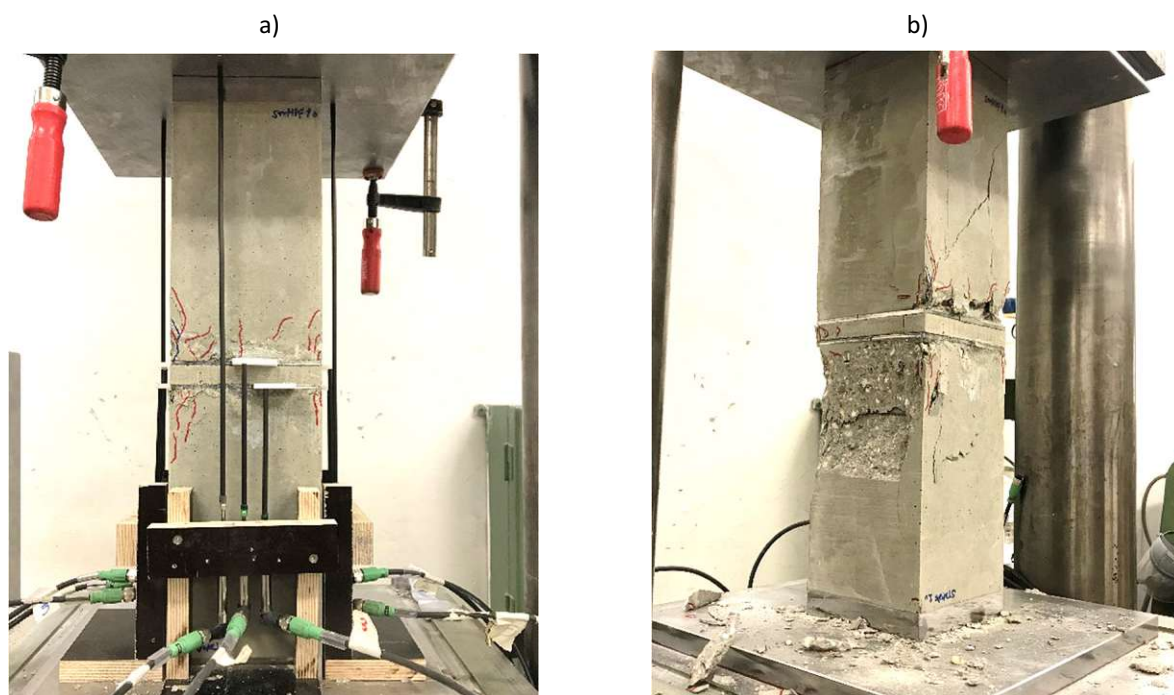


Abb. 44: Stumpfstoß, a) Rissbild, b) Versagenszustand



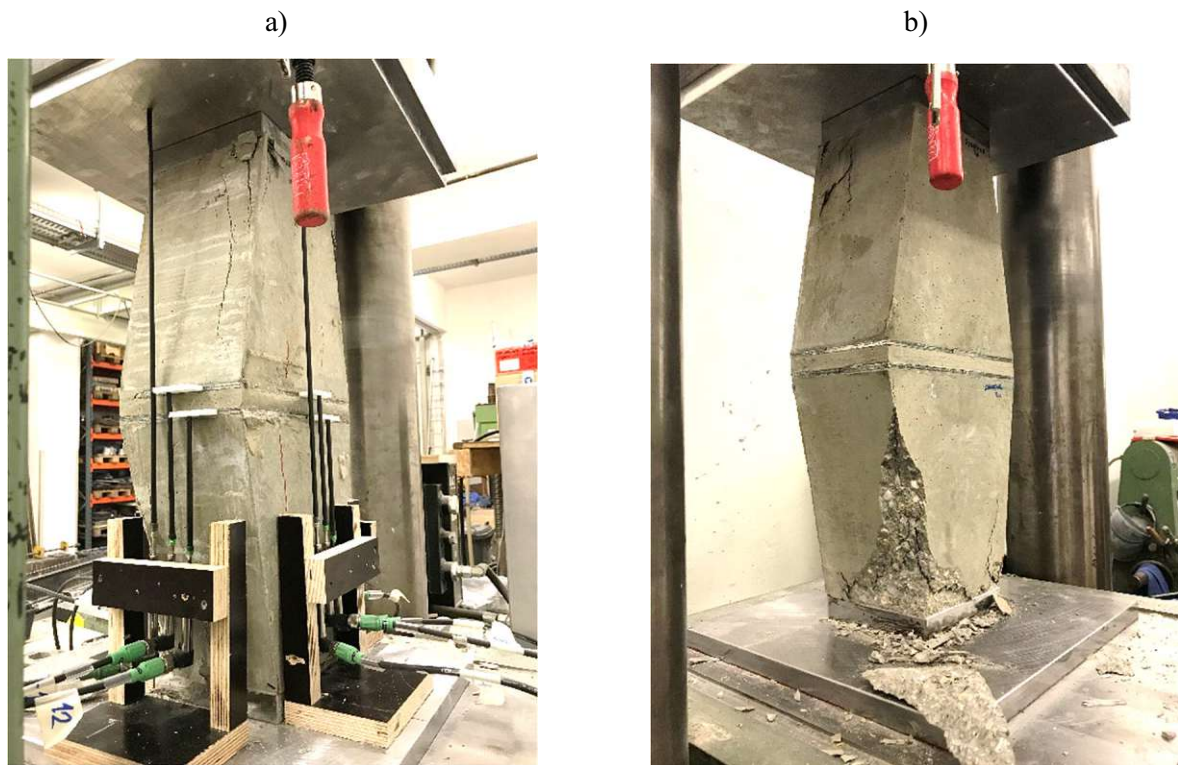


Abb. 45: Stumpfstoß mit Aufweitung, a) Rissbild, b) Versagenszustand

fürungen mit Aufweitung erste Risse im Bereich der Lasteinleitung zu erkennen. Ersichtlich wird dies in den Abbildungen Abb. 44, a) und Abb. 45, a), am Beispiel des klassischen Stumpfstoßes mit und ohne Aufweitung. Daraus kann abgeleitet werden, dass es ohne ein Vergrößern des Querschnitts im Bereich der Lastübertragung zu einem Versagen auf Grund des vorhandenen Stoßes kommt. Die Abplatzungen an den Stützenstummel gingen deutlich von dem gestoßenen Ende aus (siehe Abb. 44 b)). Im Gegensatz dazu versagten die Varianten mit der vorhandenen Aufweitung im Lasteinleitungsbereich. Ausgehend von den Rissen fanden hier auch die ersten Ablösungen der Betondeckung an den Lasteinleitungen statt (siehe Abb. 45 b)). Da die Stützenstummel an beiden Seiten nur eine begrenzte Länge hatten, bleibt anzunehmen, dass bei diesen Varianten ein Versagen im Regelbereich stattfinden würde und müsste in weiteren Versuchen geprüft werden. Vergleichbar ist diese Beobachtung auch mit den Ergebnissen der maximalen Kräfte in Abb. 53: Gegenüberstellung der Bruchlasten, worauf in 4.6 Gegenüberstellung der Varianten näher eingegangen wird.

Die Vergussfuge selbst zeigt mit einer Stärke von 17,5 mm, wie erwartet, keine Anzeichen auf Versagen auf. Nur vereinzelt und erst bei sehr hohen Lasten traten kleine Risse auf, wodurch auch der Vorteil des Pagel V1/10, wie er in 3.3 beschrieben wurde, bestätigt werden konnte. Einzige Ausnahme stellte die Variante mit Stirnflächenbewehrung dar, bei welcher auch die Vergussfuge zum Teil zerstört wurde.

Das UHPC-Kontinuum, wie es bei den beiden letzten Varianten eingesetzt wurde, zeigte über den gesamten Versuchsablauf keine nennenswerten Risse auf oder ließ darauf schließen, dass es auf Grund von diesem zum frühzeitigen Versagen kam.

Positiv zeigte sich das Stützenverhalten bei allen Varianten nach Erreichen der Maximallast. Die Stütze war, sofern der Versuch nicht nach Erreichen der Bruchlast beendet wurde, durch die weggesteuerte Beanspruchung, bei nahezu konstanter Last und nur wenige kN unter der maximalen Kraft, in der Lage weitere Stauchungen von mehreren Millimetern aufzunehmen. Sehr schön zu erkennen ist dies beispielsweise in Abb. 37: Stumpfstoß mit Stirnflächenbewehrung 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm.

## 4.5 Lastanteile und Lastumlagerung

### 4.5.1 Lastanteile

Für die Referenzstütze der zweiten Serie gelang es die einwirkenden Kräfte auf die beiden Komponenten Stahl und Beton aufzuteilen. Aus den Stauchungen des gesamten Stützenknotens, wie sie in Abb. 32 dargestellt sind, dem Elastizitätsmodul  $E_s$  und der Querschnittsfläche  $A_s$  des Bewehrungsstahls ergeben sich die beiden Anteile wie folgt:

$$F_{Stahl} = \varepsilon \cdot E_s \cdot A_s \quad (26)$$

$$F_{Beton} = F_{Gesamt} - F_{Stahl} \quad (27)$$

Das Ergebnis wird in Abb. 46 beispielsweise für den Wegaufnehmer 1 gezeigt und zusätzlich in Abb. 47 als Spannungs-Dehnungsdiagramm abgebildet. Die Ermittlung der Spannungen erfolgte nach dem bekannten Zusammenhang:

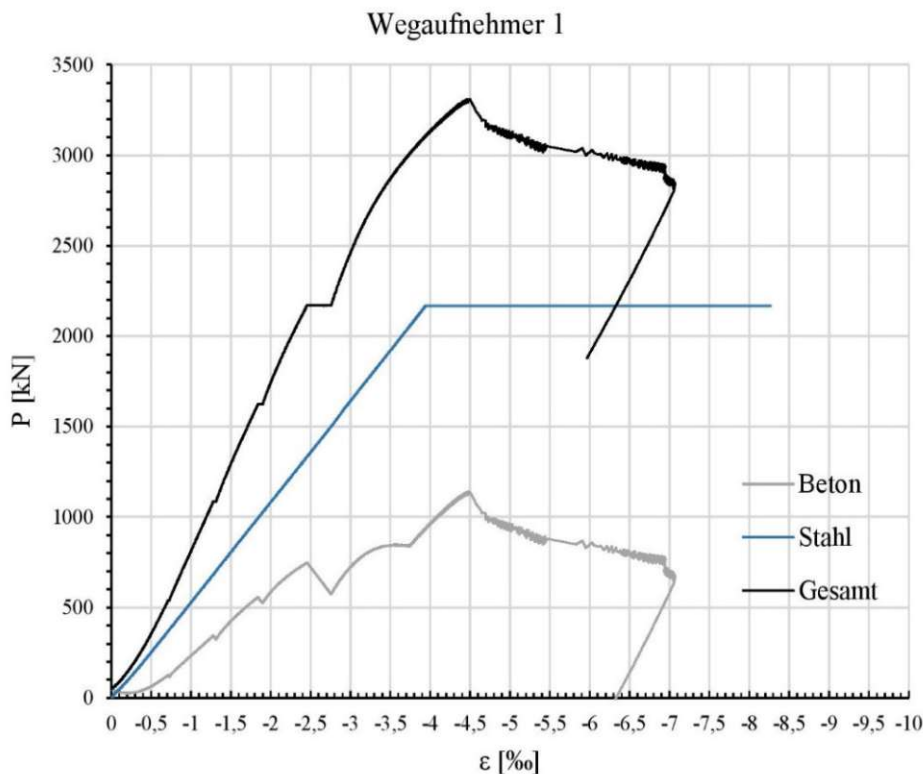


Abb. 46: Referenzstütze 2 / Wegaufnehmer 1, Lastanteile Stahl und Beton

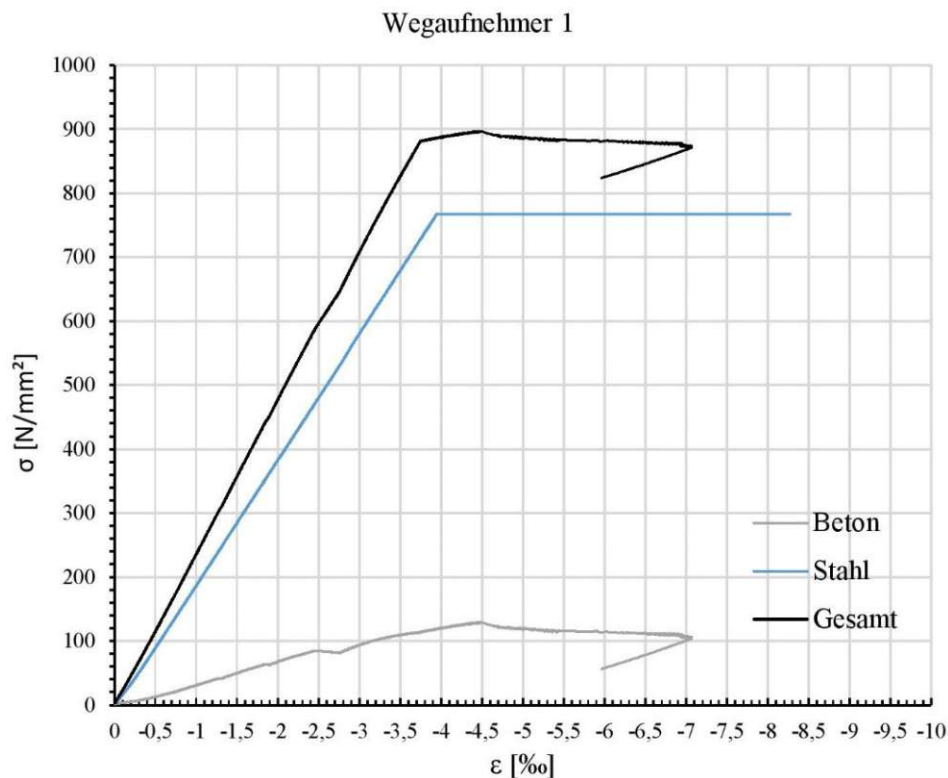


Abb. 47: Referenzstütze 2 / Wegaufnehmer 1, Spannungs-Dehnungs-Diagramm, Anteile Stahl und Beton

$$\sigma_{Gesamt} = \frac{F_{Beton}}{A_{c,netto}} + \frac{F_{Stahl}}{A_s} \quad (28)$$

Für alle weiten Varianten ist, auch bei getrennter Betrachtung der oberen und unteren Stützenstummel, die Aufteilung der Kraft in Beton und Stahl nicht möglich, da sich während der Versuchsdurchführung ein Problem aufgezeigt hat, auf das im Folgenden eingegangen wird.

#### 4.5.2 Problemstellung: Fließen der Stahlplatte

Nach Abbruch der Versuche und Ausbau der Prüfkörper aus der Prüfmaschine, mussten an den Stahlplatten und auch an der Vergussfuge Eindrückungen der hochfesten Bewehrungsstäbe und ein leichtes Aufschüsseln der Stahlplatte festgestellt werden (siehe Abb. 48 und Abb. 49, a)). Wobei vor allem die Varianten ohne Aufweitung betroffen waren. Bei den Varianten mit Aufweitung waren zwar ebenfalls Eindrückungen der Bewehrungsstäbe sichtbar, ein Aufschüsseln, speziell parallel zur Aufweitung, war aber nicht eingetreten (siehe Abb. 49, b)). Grund dafür ist vermutlich die, bei diesen Varianten vorhandene, größere Betonquerschnittsfläche im Stoßbereich und die dadurch etwas andere Lastverteilung.

Diese Deformationen lassen darauf schließen, dass sich ab einer gewissen Beanspruchung nicht mehr der Bewehrungsstahl stauchte, sondern die Verformungen über die angrenzende Stahlplatte aufgenommen wurden. Mit einer Güte von S355 kann diese eine maximale Kraft von  $35,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 28,28 \text{ cm}^2 = 1003,94 \text{ kN}$  im Bereich der Bewehrungsstäbe aufnehmen. Durch eine Gesamtkraft in

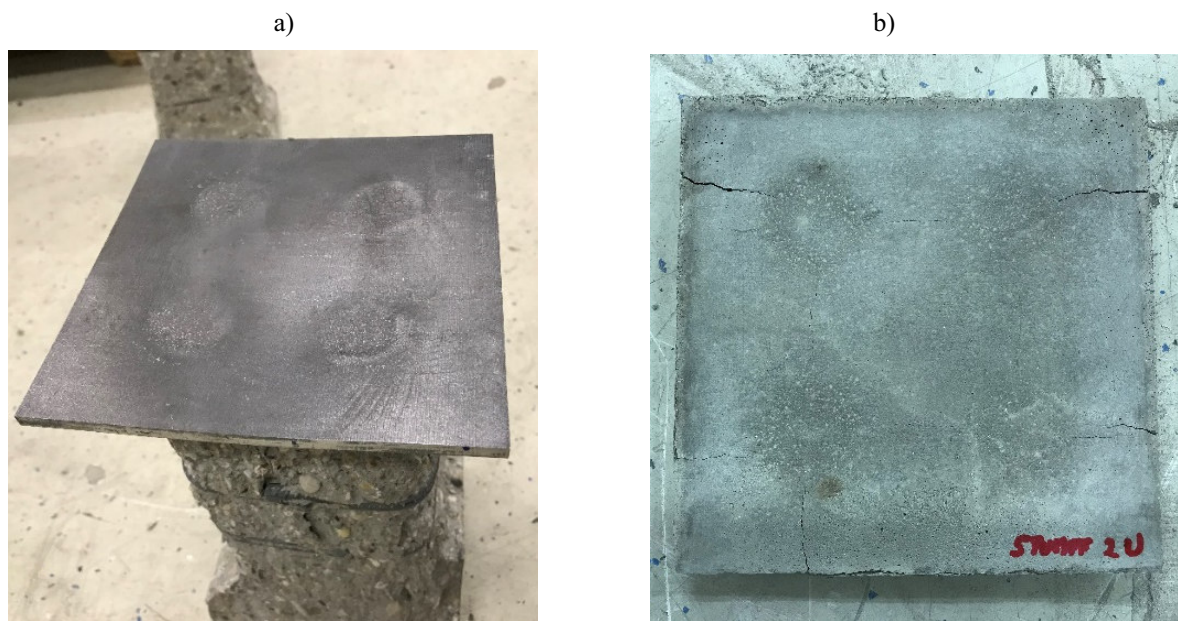


Abb. 48: Eindrückungen der hochfesten Bewehrungsstäbe, a) Stahlplatt, b) Mörtelfuge

den Stäben oberhalb dieser Grenze begann die Stahlplatte zu fließen und als Folge kam es zu den sichtbaren Verformungen.

Für die Lastaufteilung bedeutete dies, dass ab dem Zeitpunkt, bei welchem sich der Bewehrungsstab in die Stahlplatte drückte sich dieser auch zum Teil der Kraftaufnahme entzog. Die weitere Laststeigerung musste vor allem durch den Beton aufgenommen werden und die Formel (26) sowie der darin beschriebene lineare Zusammenhang zwischen Kraft im Stahl  $F_s$  und Stauchung  $\epsilon$  verlieren ihre Gültigkeit. Dieser Fehler zeigt sich auch bei der Auswertung der Kraft-Dehnungsdiagramme. Im gekennzeichneten Bereich, in Abb. 50, würde die Linie des Anteils Stahls über jener der Gesamtkraft liegen, wenn man nach Kapitel 4.5.1 vorgeht. Die strichlierte Linie zeigt aber jenen Zeitpunkt, an welchem das Fließen der Stahlplatte eingetreten ist und es zu einer Änderung der Lastaufteilung kam.

Um dieses Problem bei nachfolgenden Versuchen ausschließen zu können, wäre es notwendig, die Stahlplatten im Stoßbereich mit einer höheren Festigkeit auszuführen. Diese müsste mindestens gleich oder über der Fließgrenze des Bewehrungsstahls SAS 670/800 liegen.

#### 4.5.3 Lastumlagerung

Aus der Tab. 8 geht hervor, dass die Stauchung der Stützenknoten bei Erreichen der maximalen Kraft, mit Werten zwischen 4,50 % und 7,00 %, deutlich über der in EC 2 festgelegten Bruchstauchung von 2,00 % liegen. Es konnte somit bestätigt werden, dass durch Berücksichtigung von Kriechumlagerungen im Gebrauchszustand, wie sie in [4] beschrieben wurden, der rechnerisch erforderliche Wert von 2,84 % zur vollständigen Ausnutzung des SAS 670/800 im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) erreicht werden kann. Auch bei der Heranziehung der tatsächlich ermittelten Streckgrenze von 781 N/mm<sup>2</sup> und der somit erforderlichen Stauchung von 3,31 % konnte der Stahl ins Fließen kommen. Nähere Betrachtung der Haltestufen, zeigen diesen Prozess, welcher notwendig

a)



b)



Abb. 49: Aufschüsseln der Stahlplatte, a) Stumpfstoß ohne Aufweitung, b) Stumpfstoß mit Aufweitung

war, um die hohen Stauchungen zu ermöglichen, klar auf. Es kam, insofern der SAS 670/800 nicht schon voll ausgenutzt wurde, zu einer Umlagerung der Kraft vom Beton auf den Stahl und somit zu einer Entlastung des Betons. Dadurch konnte dieser bis zum Bruch über die 2,00 % Bruchstauchung nach EC 2, was einer raschen Belastung entspricht, zusammengedrückt werden. Der Verformungsunterschied  $\varepsilon_1$  während der Haltestufen, wie er in 2.4.3 Einfluss aus Kriechen und Schwinden beschrieben und gezeigt wurde, kann demnach für die einzelnen Varianten aus den Abbildungen Abb. 31 bis Abb. 42 abgelesen werden. Diese typische Kriechumlagerung bei konstanter Last wird auch

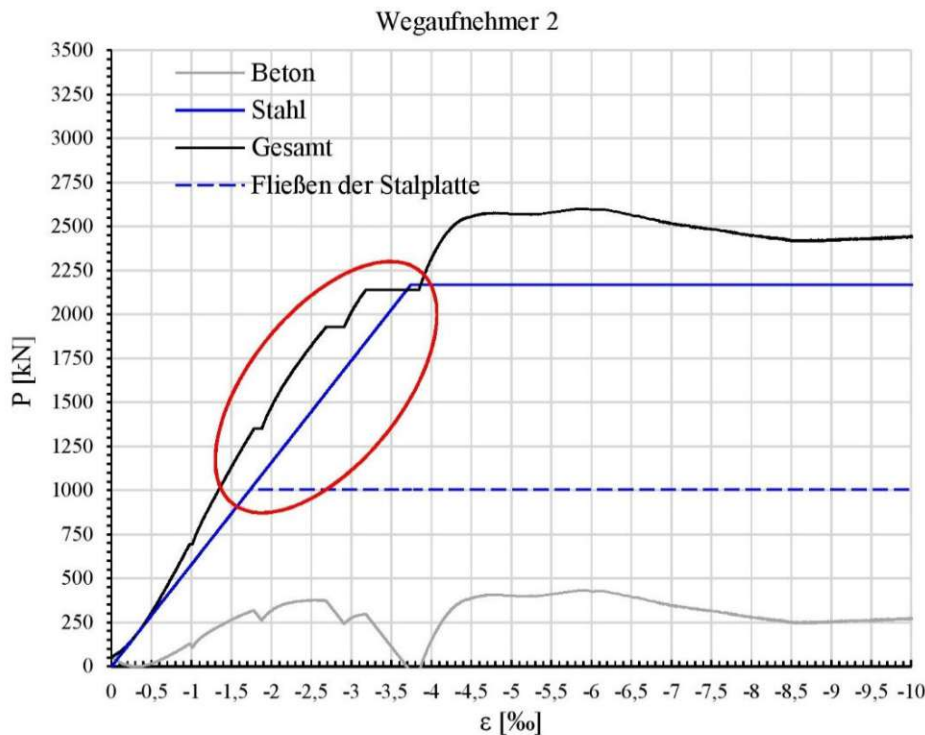


Abb. 50: Stumpfstöß 1, unterer Stützenstummel, Lastanteile Stahl und Beton, Wegaufnehmer 2

in Abb. 51 gezeigt. Hier wird am Beispiel der Variante 2 die Zeit-Dehnungs-Beziehung während der einstündigen Haltestufe bei etwa 2149 kN abgebildet. Bei allen Varianten ist in dieser Stunde eine Kriechverformung  $\Delta\varepsilon_1$  von etwa 0,30-0,60 ‰ festgehalten worden. Als Vergleichswert wird nachfolgenden die Umlagerung rechnerisch für den Zeitpunkt  $t = \infty$  ermittelt. Es wird dabei nach dem Ablauf wie in [4] vorgegangen. Die Normalkraft wird dazu ebenfalls, wie auch bei der Versuchsreihe, in der Höhe der ersten einstündigen Haltestufe angesetzt.

Zusammenfassung der Gegebenheiten:

- Beton C 50/60
- SAS 670/800
- Last  $P = 2149$  kN
- $A_s = 28,28$  cm<sup>2</sup>
- $A_c = 196,72$  cm<sup>2</sup>
- $E_s = 205000$  N/mm<sup>2</sup>
- $E_c = 37000$  N/mm<sup>2</sup>
- $\varphi_{\text{red}} = 1,00$  [-]
- $\varepsilon_{s,\text{red}} = 15 \cdot 10^{-5}$  [-]
- $\rho = 0,80$

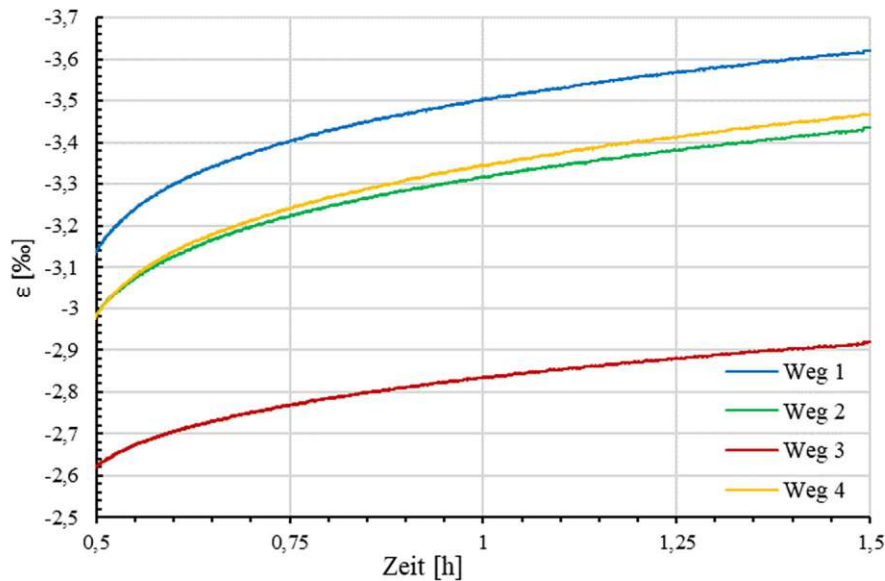


Abb. 51: Stumpfstoß 2, Kriechumlagerung  $\varepsilon_1$  während einer Stunde bei 2150 kN

vor dem Kriechen zum Zeitpunkt  $t=0$ :

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 5,54; \mu = \frac{A_s}{A_c} = 0,1438; A_i = A_c + n \cdot A_s = 353,39 \text{ cm}^2$$

$$\delta_{1,s} = \frac{1}{E_s \cdot A_s} = 1,72 \cdot 10^{-9}; \delta_{1,c} = \frac{1}{E_c \cdot A_c} = 1,37 \cdot 10^{-9}; \alpha = \frac{\delta_{1,c}}{\delta_{1,s} + \delta_{1,c}} = 0,44$$

$$N_s = \alpha \cdot P = 952,79 \text{ kN}; \sigma_{s,0} = \frac{N_s}{A_s} = 33,69 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_c = (1 - \alpha) \cdot P = 1203,44 \text{ kN}; \sigma_{c,0} = \frac{N_c}{A_c} = 6,12 \text{ kN/cm}^2$$

nach dem Kriechen zum Zeitpunkt  $t=\infty$ :

- Verfahren nach Trost:

$$c_d = 1 + \frac{(1 - \alpha) \cdot \varphi_{red}}{1 + \alpha \cdot \rho \cdot \varphi_{red}} = 1,41$$

$$c_s = \frac{1}{1 + \alpha \cdot \rho \cdot \varphi_{red}} = 0,74$$

$$\sigma_{s,t} = \sigma_{s,0} \cdot c_d + \varepsilon_{s,red} \cdot E_s \cdot c_s \cdot (1 - \alpha) = 48,78 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,t} = \frac{(P - \sigma_{s,t} \cdot A_s)}{A_c} = 3,91 \text{ kN/cm}^2$$

- Verfahren mit dem Verformungsmodul

$$E_{c,\varphi} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{red}} = 18500 \text{ N/mm}^2; n_\varphi = (1 + \varphi_{red}) \cdot n = 11,08$$

$$A_{i,\varphi} = A_c + n_\varphi \cdot A_s = 510,06 \text{ cm}^2; \alpha_\varphi = \frac{n_\varphi \cdot A_s}{A_{i,\varphi}} = 0,61$$

$$\sigma_{s,t} = \frac{n_\varphi \cdot P}{A_{i,\varphi}} + (1 - \alpha_\varphi) \cdot \varepsilon_{s,red} \cdot E_s = 47,88 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,t} = \frac{P}{A_{i,\varphi}} - (1 - \alpha_\varphi) \cdot \varepsilon_{s,red} \cdot E_s \cdot \mu = 4,04 \text{ kN/cm}^2$$

Die Differenz beider Verfahren liegt unter 2 % und kann daher als zufriedenstellend bewertet werden. Somit kann in einem nächsten Schritt der mögliche Verformungszuwachs durch die Umlagerung berechnet werden. Dazu werden die Zahlen des Verfahrens nach Trost herangezogen.

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_{s,t} - \sigma_{s,0}}{E_s} \cdot 1000 = 0,736 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_2 = 0,75 \cdot \frac{\sigma_{c,0} - \sigma_{c,t}}{E_c} \cdot 1000 = 0,448 \text{ ‰}$$

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 = 1,184 \text{ ‰}$$

Daraus folgt, dass es bei einer Dauerlast von etwa 2150 kN zu einer reinen Umlagerung in den Stahl in einer Höhe von 0,736 ‰ kommt. Im Vergleich mit der Kriechumlagerung  $\varepsilon_1$ , welche bei den Druckversuchen einen Wert zwischen 0,3-0,6 ‰ annahm, ist zu erkennen, dass in dieser Stunde bereits ein großer Teil der Umlagerung stattgefunden hat. Auch Abb. 51 lässt darauf schließen, dass das Kriechen bereits weit vorangeschritten war, da, durch gedankliche Extrapolation der Linie, diese bereits nahezu eine horizontale Linie annimmt.

## 4.6 Gegenüberstellung der Varianten

Um das Ergebnis der Referenzstütze beurteilen zu können ist es in einem ersten Schritt notwendig, die errechnete Bruchlast genauer zu betrachten. In Tab. 9 wurde dazu die Bruchlast, welche mit den, in der Norm beziehungsweise in der Zulassung angegebenen, charakteristischen Materialkennwerten bestimmt wurde, der Bruchlast mit den, durch Versuche bestimmten, mittleren Materialkennwerten gegenübergestellt. Zusätzlich wurde außerdem die, den Haltestufen zugrunde gelegte, Bruchlast ergänzt, bei welcher die mittlere Betondruckfestigkeit bereits bekannt war aber für den Stahl der 95 %-Fraktilwert der Fließgrenze aus der Zulassung herangezogen wurde. Vergleicht man nun die erreichte maximale Kraft der Referenzstütze aus der zweiten Serie, welche einen Wert von 3308,80 kN annahm mit der Bruchlast der ersten Spalte aus Tab. 9 (2877,74 kN), zeigt sich ein um etwa 13 % höherer Wert. Mit den real vorherrschenden, mittleren Materialkennwerten ergibt sich eine Bruchlast von 3801,40 kN, womit das Ergebnisse des Versuchs um etwa 13 % niedriger ausfiel.

Zusätzlich könnte der, in 2.4.3 bereits vorgestellte und in Deutschland berücksichtigte, Abminderungsfaktor der Druckfestigkeit unter Dauerlast beachtet werden. Die Interpretation des Diagramms, welches diesem Faktor zu Grunde gelegt wird, für die hier vorliegenden Rahmenbedingungen, entspricht der roten Linie in Abb. 52. In den durchgeführten Versuchen müsste der Betonanteil der errechneten Bruchlast somit um den Faktor 0,88 abgemindert werden (siehe Tab. 9), wodurch die,



	Bruchlast ...		
	... mit charakteristischen Materialkennwerten	...mit für die Belastungsgeschichte angenommenen Materialkennwerten	... mit tatsächlich vorhandenen, mittleren Materialkennwerten
$A_{c,netto}$	196,73 cm <sup>2</sup>	196,73 cm <sup>2</sup>	196,73 cm <sup>2</sup>
$A_s$	28,27 cm <sup>2</sup>	28,27 cm <sup>2</sup>	28,27 cm <sup>2</sup>
$f_c$	50,00 MPa	81,00 MPa	81,00 MPa
$f_s$	670,00 MPa	670,00 MPa	781,00 MPa
$N_{Rd}$	2877,74 kN	3487,60 kN	3801,40 kN
$N_{Rd,abgemindert}$	2749,87 kN	3280,45 kN	3610,18 kN
$N_{Bruchlast, Versuche}$	3308,80 kN		

Tab. 9: Gegenüberstellung der berechneten Bruchlasten

mit tatsächlich vorhanden Materialkennwerten, errechnete, aber abgeminderte Bruchlast (3610,18 kN) etwa 8 % über der tatsächlich erreichten Bruchlast liegen würde. Eine Erhöhung der errechneten Bruchlast zufolge einem dreiaxialen Spannungszustand, wie sie in der Schweizer-Norm eingeht und in 2.3.1.2 vorgestellt wurde, würde zu einer noch größeren Abweichung zwischen der errechneten und der tatsächlich vorhandenen Versagenslast führen und wurde daher in diesem Fall nicht behandelt.

Ein Vergleich der einzelnen Varianten mit der ungestörten Stütze lässt auf zwei unterschiedliche Tendenzen schließen (siehe Abb. 53: Gegenüberstellung der Bruchlasten und Abb. 54: Gegenüberstellung der Stauchungen bei Erreichen der Bruchlast). Der Stumpfstoß mit zwei Stahlplatten, der Stumpfstoß mit Stirnflächenbewehrung und auch der Stumpfstoß mit einem UHPC-Kontinuum erreichten maximale Traglasten, die nicht an jene der Referenzstütze reichten. Dieses Ergebnis entspricht auch den Beobachtungen, wie sie im Abschnitt 4.4 Rissbild und Versagenszustand beschrieben wurden. Dadurch, dass bereits die ersten Risse vom Stoßbereich ausgingen, konnte man davon ausgehen, dass auch das Versagen als Folge des Stoßes und nicht durch Versagen des Regelquer-

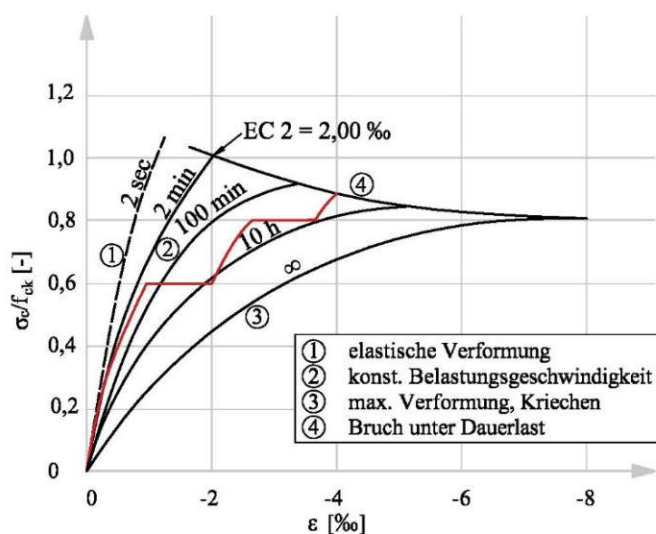


Abb. 52: Abminderungsfaktor für die Druckfestigkeit unter Dauerlast

schnittes passierte. Bestätigung fand diese Deutung in den Ergebnissen der Tab. 8, in denen die geringeren Traglasten der Varianten 2,4 und 5 in Zahlenwerten ausgedrückt sind. Die Stoßfuge ist somit als Schwachstelle zu identifizieren, die zu Verlusten der aufzunehmenden Kraft im Bereich von 12-15 % führt.

Bessere Ergebnisse lieferten im Gegensatz dazu die Varianten mit einer Aufweitung im Stoßbereich. Sowohl der klassische Stumpfstoß mit einer Aufweitung als auch der Stumpfstoß mit einem UHPC-Kontinuum und einer Aufweitung zeigten nennenswerte Traglaststeigerungen im Vergleich zu der jeweiligen Variante ohne Aufweitung (siehe Abb. 53). Bei der Ausführungsform mit einem UHPC-Kontinuum konnte die maximale Kraft durch die Aufweitung in beiden Serien um 12 % erhöht werden. Variante 2 zeigte durch die Aufweitung sogar erhöhte Bruchlasten zwischen 15 % bei der ersten Serie und 19 % bei der zweiten Serie. Im Vergleich mit der Referenzstütze bedeutet das, dass beide Varianten gute Resultate lieferten. Der Stumpfstoß mit Aufweitung konnte sogar Werte in derselben Höhe, wie die Stütze ohne Stoß erreichen und der Stoß kann somit als nicht traglastschwächend bezeichnet werden. Die Variante mit einem zusätzlichem UHPC-Kontinuum und Aufweitung lieferte zwar Werte, die 5 % unter jener der Referenzstütze lagen, es kann aber trotzdem

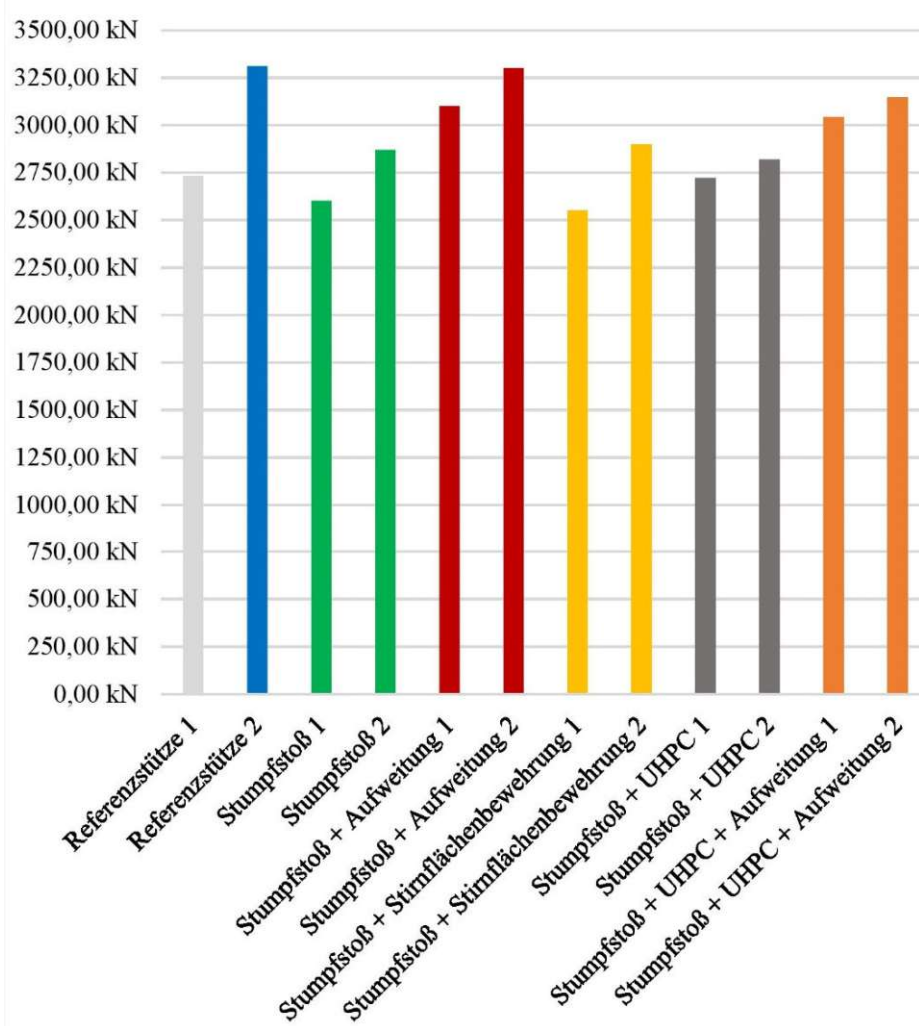


Abb. 53: Gegenüberstellung der Bruchlasten

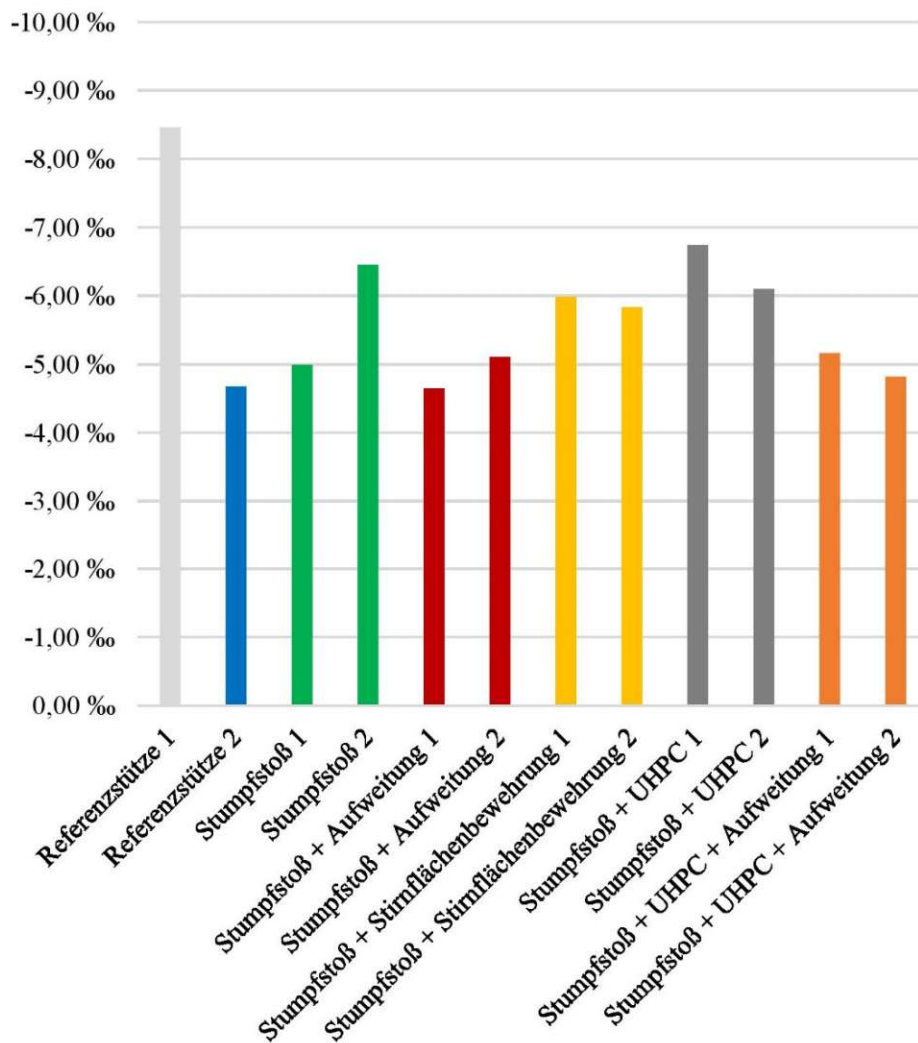


Abb. 54: Gegenüberstellung der Stauchungen bei Erreichen der Bruchlast

davon ausgegangen werden, dass es sich dabei nicht um eine Abminderung der Traglast zufolge des Stoßes handelt. Auch diese Ergebnisse können durch das Betrachten des Versagensbilds der Stütze bekräftigt werden. Bei allen Versuchskörper mit Aufweitung, auch bei jenen mit einem UHPC-Kontinuum, entstanden, anders als bei den Stumpfstoßen ohne Aufweitung, erste Risse im Bereich der Lasteinleitung und hatten auch Abplatzungen in diesem Bereich zur Folge. Es war daher schon davon auszugehen, dass diese Stützen im Regelbereich versagen würden und nicht im Stoßbereich. Da aber nur Stützenstummel getestet wurden, müsste in weiteren Versuchen überprüft werden, ob dies tatsächlich der Fall ist.

Einen möglichen Beitrag zu diesen Ergebnissen könnte, das in 4.5.2 beschriebene Fließen der Stahlplatte geliefert haben. Durch den höher beanspruchten Beton zufolge der Eindrückungen der Bewehrungsstäbe kam es voraussichtlich bei den Varianten mit Stumpfstoß aber ohne Aufweitung zu einer Verminderung der Traglast. Bei den Varianten mit Aufweitung allerdings wäre es denkbar, wie bereits angedeutet, dass die vergrößerte Beton-Querschnittsfläche diese zusätzlichen Beanspruchungen aufnehmen konnte.

Bei der Variante mit Stirnflächenbewehrung dürfte die fehlende Stahlplatte an der Unterseite ein zusätzliches Problem dargestellt haben. Wie bereits in 4.4 erwähnt, wurde hier auch die Vergussfuge zerstört, was zu der Annahme führt, dass es ohne einer zweiten Stahlplatte nicht gelingt im Mörtel einen mehraxialen Spannungszustand zu erzeugen, der in der Lage ist eine dementsprechend hohe Druckkraft weiterzuleiten.

#### 4.7 Vergleich mit Versuchen aus der Literatur

Wie eingangs erwähnt, wurden bereits, im Zuge erster Ausführungen, Versuche ähnlich der Variante mit Stumpfstoß ausgeführt. Um diese mit den hier gewonnenen Ergebnissen vergleichen zu können, ist es zuerst notwendig den Versuchsablauf sowie dessen Versuchsausgang vorzustellen.

Beim Bau des Taunusturms in Frankfurt wurde es erstmalig geschafft, die Stützen unabhängig von dem Fortschritt der Deckenplatte herzustellen. Der Stumpfstoß wurde durch zwei Stahlplatten, jeweils eine an den Enden der Stützen, und einer Fuge aus Vergussmörtel ausgebildet und die Deckenträger über Konsolen gelagert. Die Überschreitung der Grenzen der Norm, durch Verwendung des hochfesten Bewehrungsstahls, großer Durchmesser und hoher Bewehrungsgrade, verlangte auch in diesem Fall eine Zustimmung im Einzelfall.

Die Versuchsreihe, die im Zuge dieses Bauvorhabens durchgeführt worden ist, um die Tragfähigkeit und den Bereich des Stumpfstoßes zu prüfen, beinhaltete insgesamt drei Versuche. Zwei Stützen enthielten den beschriebenen Stumpfstoß, bestehend aus den beiden Stahlplatten und der Mörtelfuge. Die dritte Prüfung erfolgte an einer Referenzstütze, wie sie auch bei den hier beschriebenen Versuchen vorhanden war. Etwas anders allerdings fielen die Abmessungen der Stützen aus. Es handelte es sich dabei um Großversuche mit einer Länge der Probekörper von 2,70 Meter. Der Querschnitt betrug 38 cm x 45 cm und enthielt eine Bewehrung bestehend aus vier Stäben mit einem Durchmesser von 43 mm und sechs Stäben mit einem Durchmesser von 57,5 mm (siehe Abb. 55). Die wesentlichen Abmessungen und Kennwerte im Vergleich sind in Tab. 10 ersichtlich. Der Versuchsablauf erfolgte wiederum gleich und enthielt ebenfalls Laststufen, welche über eine Stunde gehalten wurden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen lieferten aber zum Teil Abweichungen zu den im Zuge den

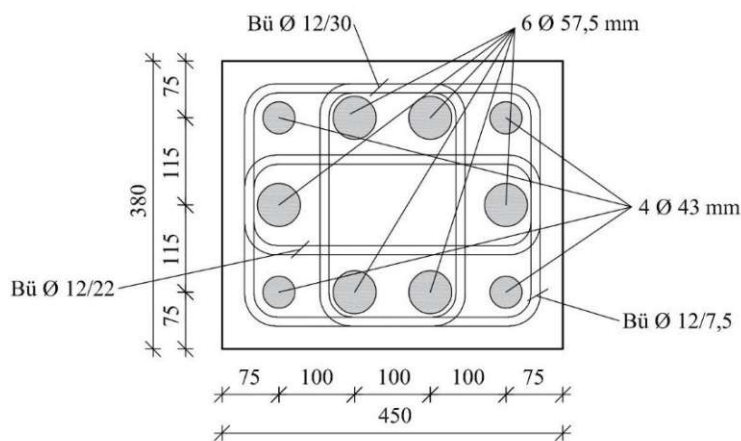


Abb. 55: Stützenquerschnitt, Versuchsreihe - Taunusturm Frankfurt [7]

errechneten Bruchlasten der Referenzstütze ist auf Tab. 10 zu verweisen. Dr. Ing. Hubert Bachmann erreichte mit einer maximalen Kraft von 21300 kN einen Wert, der, unter Berücksichtigung der Schwankungen, gleich der errechneten Bruchlast von 21811 kN war. Allerdings ist hier zu erwähnen, dass diese Berechnung mit der charakteristischen Druckfestigkeit des Betons sowie der charakteristischen Fließgrenze des Stahls durchgeführt wurde und nicht mit, als Mittelwert bestimmten, Materialkennwerten. Der Unterschied dieser beiden Betrachtungsweisen ist, wie auch bereits in 4.6 erwähnt, für die in dieser Arbeit ermittelten Werte in den ersten beiden Spalten der Tab. 10 dargestellt. Bei selber Art der Gegenüberstellung würde somit die maximale Traglast der Referenzstütze dieser Versuchsreihe mit einem Wert von 3308 kN um 13 % über der errechneten Bruchlast liegen.

Ein Vergleich der einzelnen Varianten zeigte im Fall des Taunusturms in Frankfurt, dass bei einer Traglast der Referenzstütze von 21300 kN auch die beiden anderen Versuchsstützen nahezu dieselben Werte erreichten. Eine Stütze mit Stumpfstoß versagte ebenfalls bei einer Beanspruchung von 21300 kN und die zweite konnte sogar diesen Wert überschreiten und es kam erst bei 21500 kN zum Bruch. In [7] wurde daraus der Schluss gezogen, dass es keine Schwächung zufolge der eingefügten Stoßfuge gab. Ein anderes Ergebnis, wie bereits ausführlich erläutert, brachte der Versuche an der Stütze mit Stumpfstoß (Serie 2) der eigenen Versuchsreihe. Es kam zu Verlusten der Traglast im Vergleich zur Referenzstütze von 15 % und der Stoß wurde, auch auf Grund des Rissbildes, als Schwachstelle identifiziert.

Interessant ist in diesem Zusammenhang auch der Vergleich des Rissverlaufs. In beiden Versuchsreihen zeigten sich an der Referenzstütze die ersten Risse im Bereich der Lasteinleitung und bei den Varianten mit Stumpfstoß gingen die Risse von dem Bereich der Stoßfuge aus. Ebenfalls wurde bei allen Bruchbildern darauf geschlossen, dass es sich um eine Abplatzung der Betondeckung handelte und somit zu einer Querschnittsschwächung kam, die im Anschluss das Versagen auslöste. Aus diesem Grund verwunderlich scheint das unterschiedliche Ergebnis der Traglasten.

	Bruchlast		
	eigene Versuchsreihe		Bachmann
	mit charakteristischen Materialkennwerten	mit tatsächlich vorhandenen, mittleren Materialkennwerten	mit charakteristischen Materialkennwerten
a	15,00 cm	15,00 cm	45,00 cm
b	15,00 cm	15,00 cm	38,00 cm
l	60,00 cm	60,00 cm	270,00 cm
$\rho_{l,brutto}$	12,5%	12,5%	12,5%
$\rho_{l,netto}$	14,4%	14,4%	14,3%
cBu	2,00 cm	2,00 cm	2,50 cm
cLängs	2,60 cm	2,60 cm	5,30 cm
f <sub>c</sub>	50,00 MPa	81,00 MPa	50,00 MPa
f <sub>s</sub>	670,00 MPa	781,00 MPa	670,00 MPa
N <sub>berechnet</sub>	2877,74 kN	3801,40 kN	21811,00 kN
N <sub>Referenzstütze, Versuche</sub>	3308,00 kN		21300,00 kN
N <sub>Stumpfstoß, Versuche</sub>	2867,60 kN		i.M.: 21400,00 kN

Tab. 10: Gegenüberstellung der Abmessungen und Kennwerte mit der Literatur

Eine mögliche Traglastminderung durch das in 4.5.2 beschriebene Fließen der Stahlplatte und somit höhere Beanspruchung des Betons wäre anzudenken, müsste aber in beiden Fällen eintreten, da auch bei den Versuchen im Zuge des Baues des Taunusturms in Frankfurt Stahlplatten mit nur einer Güte von S355 verwendet wurden. Zu überlegen und in weiteren Versuchsreihen zu überprüfen wäre ob möglicherweise der Maßstabeffekt zu Tragen kommt.

Eindeutig bei beiden experimentellen Untersuchungen zeigten sich aber die erreichten Bruchdehnungen, welche deutlich über dem, in der Norm, für rasche Belastungsgeschwindigkeit, festgelegtem, Wert von 2,00 ‰ lagen.

# Kapitel 5

## Zusammenfassung und Ausblick

### 5.1 Zusammenfassung

Die Weiterentwicklung und Verbesserung sämtlicher Prozesse für den Bau neuer und architektonisch ansprechender Hochhausbauten sind Aufgaben mit denen ein Ingenieur täglich konfrontiert wird und die vor allem in Zukunft noch stärker an Bedeutung gewinnen werden. Der SAS 670/800 stellt dabei eine neuartige Entwicklung dar, die dem Stahlbetonbau neue Impulse verleihen kann. Durch den Einsatz als Druckglieder in Fertigteilstützen soll zukünftig eine Konkurrenz zu den heute marktführenden Materialien, Stahl und Verbund, geschaffen werden. Neben den wirtschaftlichen Querschnitten, welche durch das vollständige Ausnutzen beider Materialien möglich sind, besitzt das neue System den Vorteil des einfachen Brandschutzes. Wobei letzteres vor allem im Stahlbau oft ein großes Problem darstellt.

Die kennzeichnenden Eigenschaften des hochfesten Bewehrungsstahls, wie die charakteristische Fließgrenze von  $670 \text{ N/mm}^2$  und die großen verfügbaren Stabdurchmesser bis 75 mm, liegen allerdings außerhalb der Anwendungsbereichs des EC 2, welcher die Bruchdehnung des Betons auf 2,00 ‰ begrenzt und maximale Durchmesser der Bewehrung mit 40mm festlegt. Um trotzdem wirtschaftliche Stahlbetonstützen mit einem hochfesten Bewehrungsstahl ausführen zu können wurden in ersten Versuchsreihen der Einsatz größerer Stabdurchmesser geprüft und die Lastumlagerung zufolge der Kriecheigenschaften des Betons getestet. Ebenfalls neue Überlegungen mussten im Bereich des Stumpfstoßes gemacht werden, da auch hier das Modell der Kräfteübertragung über den Stoß, wie beim normalen B550, nicht übernommen werden kann.

Da der Einsatz des SAS 670/800 als Druckglied in Stahlbetonstützen aber noch am Beginn seiner Entwicklung steht und auch erst in einigen wenigen Projekten getestet wurde, ist auch noch der Kenntnisstand begrenzt. Die vorliegende Arbeit versucht daher das Verständnis für das Tragverhalten von Stützen mit hochfestem Bewehrungsstahl und Stumpfstoß zu erweitern. Dazu wurde in einem einführenden Kapitel der bisherige Wissenstand über den Einsatz des hochfesten Bewehrungsstahl zusammengefasst und als Grundlage für die experimentellen Untersuchungen herangezogen.

Kapitel 3 widmete sich der Zusammenfassung der Versuchsdurchführung. Es handelte sich um reine Druckversuchen, wobei sich die einzelnen Versuchskörper durch die Variation des Stumpfstoßes unterschieden. Getestet wurden folgende fünf Varianten:

- Stumpfstoß
- Stumpfstoß mit Aufweitung im Lasteinleitungsbereich
- Stirnflächenbewehrung
- Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum
- Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum und Aufweitung im Lasteinleitungsbereich

Zusätzlich wurde eine Stütze ohne Stoß, als Referenzwert für die erreichten Traglasten, getestet. Um den SAS 670/800 voll ausnutzen zu können wurden zusätzliche Kriechumlagerungen durch Haltestufen simuliert. Dabei wurde bei Erreichen definierter Belastungen, die Kraft über eine gewisse Zeit konstant gehalten.

In Kapitel 4 konnten anschließend die Schlüsse aus den Versuchen gezogen werden. Es wurde bestätigt, dass es durch Kriechumlagerung gelingt die Bruchdehnung des Betons über die 2,00 % zu erhöhen und somit den SAS 670/800 bis zu seiner Streckgrenze auszunutzen. Durch die Haltestufen konnte sich der Beton der Beanspruchung entziehen und die Last lagerte sich auf den Stahl um. Bezüglich der maximalen Bruchlast musste festgestellt werden, dass alle Stoßausbildungen ohne Aufweitung mit Traglastverlusten behaftet waren. Diese nahmen Größenordnungen im Bereich zwischen 10-15 % ein. Ursache für diese geringeren maximalen Lasten wird vor allem in dem Fließen der Stahlplatte, auf Grund deren geringer Festigkeit, und der somit höheren Belastung des Betons vermutet. Positiv zeigte sich die Aufweitung im Stoßbereich. Durch diese gelang es Bruchlasten in der Höhe der jener der Referenzstütze zu erreichen. Bestätigt wurde dieser Ausgang auch durch das entstehende Bruchbild der Stützen. Hier zeigte sich, dass die ersten Abplatzungen, anders als bei den Varianten ohne Aufweitung, wo sich die Risse von dem Stoßbereich aus entwickelten, von der Lasteinleitung ausgingen. Versagen ausgehend von den Lasteinleitungsbereichen lässt darauf schließen, dass die Stütze im Regelbereich versagen würde. Da es sich bei den Versuchskörpern aber nur um Stützenstummel handelte müsste diese Aussage aber in weiteren Untersuchungen noch geprüft werden.

Im Vergleich mit den Ergebnissen der Literatur mussten allerdings Differenzen festgestellt werden [7]. Bei ähnlichen Bedingungen, wie bei dem getesteten Stumpfstoßen, kam es hier zu keinen nennenswerten Verlusten zufolge der Stoßfuge. Der Schluss der daraus gezogen wurde, dass die Stoßfuge keine Schwächung aufweist, steht somit im Widerspruch zu den, in dieser Arbeit, Erzieltem.

## 5.2 Ausblick

Durch die gewonnenen Erkenntnisse, zeigt sich, dass durch den Einsatz des hochfesten Bewehrungsstahl als Druckglied in Stahlbetonstützen ein neues System entstanden ist, dass zwar über den Bereich des EC 2 hinausgeht aber durch gezieltes Ausnutzen der Vorteile beider Material enormes Potential in den Bereichen Qualität und Wirtschaftlichkeit besitzt. Durch die Kriechumlagerungen im Gebrauchszustand gelingt es den Stahl voll auszunutzen und somit hohe Lasten abzutragen. Des Weiteren könnte durch eine Optimierung des Stoßes eine kontinuierliche Kraftdurchleitung ermöglicht und ein Versagen in diesem Bereich ausgeschlossen werden.

Widersprüche mit der Literatur zeigen aber, dass in diesem Bereich noch Wissenslücken vorhanden sind und es weitere Forschungen benötigt um eindeutige Aussagen treffen zu können. Dabei gibt es grundsätzlich drei wesentliche Ziele, die in den nächsten Jahren verfolgt werden sollten:

- In naher Zukunft sollten, um die Ergebnisse der ersten Vorversuche bestätigen zu können beziehungsweise die Gültigkeit der Resultate auch für den tatsächlichen Maßstab zu prüfen,



jedenfalls Großversuchen, das heißt Versuche mit Stützen in tatsächlicher Größe, durchgeführt werden. Speziell um das Problem des Fließens der Stahlplatten zu prüfen sind in den folgenden Großversuchen Stumpfstöße ohne Aufweitung mit Stahlplatten der Güte S670 zu testen.

- Langfristig betrachtet muss das Ziel verfolgt werden die Anwendung auf Basis gültiger Normen zu ermöglichen. Die Erarbeitung einer normativen Regelung für den Einsatz hochfester Bewehrungsstähle als Druckglieder ist notwendig. Daher gilt es, auch im Zusammenhang mit numerischen Simulationen, geeignete Modelle zu finden und eine Bemessung auf Basis der experimentellen Untersuchungen zu ermöglichen.
- Ferner in der Zukunft ist außerdem näher auf das Zwischenstück aus ultrahochfesten Beton einzugehen. Es könnte dadurch der Anschluss hochbelasteter Diagonalstäbe gelingen und somit der Bau architektonisch anspruchsvoller Hochhausbauten ermöglicht werden.

Abschließend ist somit festzuhalten, dass der Einsatz von hochfesten Bewehrungsstäben als Druckglieder in Stahlbetonstützen sehr gut geeignet ist, weitere Untersuchungen für eine Erweiterung des Verständnisses erforderlich sind und die Erarbeitung beziehungsweise Erweiterung der Norm für die Bemessung dieser Stützen angestrebt werden sollte.

## Literaturverzeichnis

- [1] *Jens Minnert, Jürgen Majer, René Mertens: Bemessung und Konstruktion von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen. Beton- und Stahlbetonbau 97. 2002. Heft 4. Seiten 202-210. Copyright Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*
- [2] *Jens Minnert, Jürgen Majer, René Mertens: Bemessung und Konstruktion von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen. Beton- und Stahlbetonbau 97. 2002. Heft 4. Seiten 202-210. Copyright Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG. Reproduced with permission*
- [3] *S. Mühlbauer, G. Stenzel: Kompaktstützen aus hochfestem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 98. 2003. Heft 11. Seiten 678-686. Copyright Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*
- [4] *Horst Falkner, Dominique Gerritzen, Dieter Jungwirth, Lutz Sparowitz: Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800: Teil I: Entwicklung, Versuche, Bemessung und Konstruktion. Beton- und Stahlbetonbau 103. 2008. Heft 5. Seiten 304-317. Copyright Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*
- [5] *Hubert Bachmann, Martin Benz, Horst Falkner, Dominique Gerritzen, Hans Wlodkowski: Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800: Teil II: Opernturm Frankfurt - Anwendung. Beton- und Stahlbetonbau 103. 2008. Heft 8. Seiten 530-540. Copyright Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*
- [6] *Hubert Bachmann, Martin Benz. Ed. Züblin AG, 70567 Stuttgart (DE), 2012. Stützenstumpfstoß hochbelasteter Fertigteilstützen. 25.01.2012. Anmeldung: 14.07.2011. DE, Patentschrift DE 102010031511*
- [7] *Hubert Bachmann: Stützen mit hochfestem Betonstahl sind im Hochhausbau eine gute Alternative zu Stahl- und Stahlverbundstützen – Versuche und Erfahrungen bei den Tanzenden Türmen in Hamburg und beim Bau des Taunusturms in Frankfurt. Der Prüfingenieur. Mai 2014. Seiten 12-27. Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik e.V.*
- [8] *Vincent Oettel, Martin Empelmann: Große Stabdurchmesser und hohe Bewehrungsgrade: Teil 3: Druckglieder. Beton- und Stahlbetonbau 113. 2018. Heft 11. Seiten 789-798. Copyright Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*
- [9] *Torsten Voss, Sander van Ameijde: High Strength Reinforcement – New Concepts for High Rise Buildings. 2018. Stahlwerk Annahütte, Dywidag Systems International Pty. Ltd.*
- [10] *Hochfeste Druckglieder und Biegebauteile mit SAS 670/800 – Empfehlungen für Konstruktion und Bemessung. 2019. Stahlwerk Annahütte*
- [11] *Homepage von Stahlwerk Annahütte: <http://www.annahuette.com>*
- [12] *Hubert Rüschi: Stahlbeton Spannbeton: Band 1: Werkstoffeigenschaften Bemessungsverfahren. 1. Auflage. 1972. Werner-Verlag GmbH*
- [13] *Markus Blatt: Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetondeckenknoten. Heft 38. 2017. Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau*
- [14] *Alfred Steinle, Hubert Bachmann, Mathias Tillmann: Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau. 3. Auflage. 2018. Copyright Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*
- [15] *Pagel-Verguss. Pagel Spezial-Beton GmbH & Co. KG*
- [16] *ONR 23303: 2010-09-01: Prüfverfahren Beton (PVB), Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe. Copyright Austrian Standards Institute 2010*

- [17] *ÖNORMEN 1992-1-1: 2004 + AC: 2010: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Teile 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Copyright DIN Deutsches Institut für Normung*
- [18] *ÖNORM B 1992-1-1: 2018-01-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Teile 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Copyright Austrian Standards Institute 2018*
- [19] *DIN EN 12390-4: Prüfung von Festbeton: Teil 4: Bestimmung der Druckfestigkeit, Anforderungen an Prüfmaschinen. Copyright Europäisches Komitee für Normung 2000*
- [20] *Johann Kollegger. Skriptum zur Betonbau Vorlesung. VIII. Auflage. Oktober 2016. Technische Universität Wien – Institut für Tragkonstruktionen*
- [21] *Tanzende Türme in Hamburg. Copyright Jörg Hempel, Dipl. Fotodesigner BFF. Homepage: [www.joerg-hempel.com](http://www.joerg-hempel.com)*
- [22] *Taunusturm in Frankfurt. Copyright Klaus Helbig Photography. Homepage: [www.klaushelbig.de](http://www.klaushelbig.de)*

## Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Modell für Querkzugspannungen bei Stumpfstoß [13] .....	5
Abb. 2: Stützenstumpfstoß mit Mörtelfuge und a) Stirnflächenbewehrung, b) Stahlplatte [14] .....	6
Abb. 3: „Tanzende Türme“ in Hamburg, .....	7
Abb. 4: Taunusturm in Frankfurt, .....	8
Abb. 5: Dehnungen und Spannungen bei zentrischer Druckbeanspruchung [20] .....	10
Abb. 6: Druckglieder mit Umschnürungsbewehrung – SIA 262: 2013 .....	11
Abb. 7: Spannungs-Dehnungslinie von Beton unter Berücksichtigung der Belastungsgeschwindigkeit [4] .....	12
Abb. 8: erforderliche Anzahl der Bügel [2] .....	15
Abb. 9: Spannungs-Dehnungs-Beziehung, S670/800 [4] .....	17
Abb. 10: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für verschiedene Stahlsorten [10] .....	18
Abb. 11: Kriech- und Schwindumlagerungen von der Lastaufbringung bis zum Bruchzustand [4] .....	20
Abb. 12: schnelle Belastung einer Stütze und langsam belastete Stütze mit Kriechphase [4] .....	21
Abb. 13: Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton und Stahl unter Berücksichtigung von $\Delta\varepsilon_{s+c}$ [10] .....	21
Abb. 14: S670 als Substitut und bei Querschnittsminimierung [9] .....	23
Abb. 15: Referenzstütze a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss, d) Bewehrung im Grundriss .....	28
Abb. 16: Stütze mit Stumpfstoß a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss, d) Bewehrung im Grundriss .....	29
Abb. 17: Stütze mit Stumpfstoß und Aufweitung a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss von vorne, d) Bewehrung im Aufriss von der Seite, e) Bewehrung im Grundriss im Stoßbereich, f) Bewehrung im Grundriss im Lasteinleitungsbereich .....	30
Abb. 18: Stütze mit Stumpfstoß und Stirnflächenbewehrung a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss, d) Bewehrung im Grundriss .....	31
Abb. 19: Stütze mit UHPC Kontinuum a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss, d) Bewehrung im Grundriss .....	32
Abb. 20: Stütze mit UHPC Kontinuum und Aufweitung a) Ansicht von vorne, b) Seitenansicht, c) Bewehrung im Aufriss von vorne, d) Bewehrung im Aufriss von der Seite, e) Bewehrung im Grundriss im Stoßbereich, f) Bewehrung im Grundriss im Lasteinleitungsbereich .....	33
Abb. 21: Bewehrungslage a) Stumpfstoß, b) Stumpfstoß mit Aufweitung .....	35
Abb. 22: Versuchskörper, Variante 2 bis Variante 6 .....	35
Abb. 23: Prüfung der Spaltzugfestigkeit - Versagensbild .....	37
Abb. 24: Bestimmung des E-Moduls, a) Schleifen der Zylinderoberflächen, b) Dehnungsaufnehmer .....	38
Abb. 25: Belastungs- und Entlastungszyklus zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls [16] .....	39
Abb. 26: Mörtelprüfung der a) Biegezugfestigkeit, b) Druckfestigkeit – ÖNORM EN 1015-11 40	
Abb. 27: Spannungs-Dehnungslinie aus dem Prüfbericht der TVFA, SAS 670/800 .....	42
Abb. 28: Bestandteile der Prüfmaschine .....	43
Abb. 29: Belastungsgeschichte .....	44
Abb. 30: Versuchsaufbau am Beispiel a) der Referenzstütze und b) der Stütze mit Stumpfstoß	45
Abb. 31: Referenzstütze 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm .....	48
Abb. 32: Referenzstütze 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm .....	48
Abb. 33: Stumpfstoß 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm .....	49
Abb. 34: Stumpfstoß 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm .....	49

Abb. 35: Stumpfstoß mit Aufweitung 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm .....	50
Abb. 36: Stumpfstoß mit Aufweitung 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm .....	50
Abb. 37: Stumpfstoß mit Stirnflächenbewehrung 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm .....	51
Abb. 38: Stumpfstoß mit Stirnflächenbewehrung 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm .....	51
Abb. 39: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm .....	52
Abb. 40: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm .....	52
Abb. 41: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum und Aufweitung 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm ...	53
Abb. 42: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum und Aufweitung 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm ...	53
Abb. 43: Stauchung der Vergussfuge, Stumpfstoß 2.....	54
Abb. 44: Stumpfstoß, a) Rissbild, b) Versagenszustand .....	55
Abb. 45: Stumpfstoß mit Aufweitung, a) Rissbild, b) Versagenszustand .....	56
Abb. 46: Referenzstütze 2 / Wegaufnehmer 1, Lastanteile Stahl und Beton.....	57
Abb. 47: Referenzstütze 2 / Wegaufnehmer 1, Spannungs-Dehnungs-Diagramm, Anteile Stahl und Beton.....	58
Abb. 48: Eindrückungen der hochfesten Bewehrungsstäbe, a) Stahlplatt, b) Mörtelfuge.....	59
Abb. 49: Aufschüsseln der Stahlplatte, a) Stumpfstoß ohne Aufweitung, b) Stumpfstoß mit Aufweitung .....	60
Abb. 50: Stumpfstoß 1, unterer Stützenstummel, Lastanteile Stahl und Beton, Wegaufnehmer 2 .....	61
Abb. 51: Stumpfstoß 2, Kriechumlagerung $\epsilon_1$ während einer Stunde bei 2150 kN.....	62
Abb. 52: Abminderungsfaktor für die Druckfestigkeit unter Dauerlast.....	64
Abb. 53: Gegenüberstellung der Bruchlasten .....	65
Abb. 54: Gegenüberstellung der Stauchungen bei Erreichen der Bruchlast .....	66
Abb. 55: Stützenquerschnitt, Versuchsreihe - Taunusturm Frankfurt [7].....	67

## Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Traglasttabelle eines zentrisch belasteten Stützenstoßes [2].....	16
Tab. 2: mechanische Eigenschaften, SAS 670/800 [9].....	19
Tab. 3: Bruchdehnungen unterschiedlicher Bewehrungsstähle im Vergleich.....	19
Tab. 4: Gegenüberstellung der Vor- und Nachteile des SAS 670/800 .....	23
Tab. 5: Betonzusammensetzung.....	34
Tab. 6: Zusammenstellung der Materialkennwerte.....	41
Tab. 7: Materialkennwerte SAS 670/800.....	42
Tab. 8: Zusammenstellung der Bruchlasten und Stauchungen.....	47
Tab. 9: Gegenüberstellung der berechneten Bruchlasten.....	64
Tab. 10: Gegenüberstellung der Abmessungen und Kennwerte mit der Literatur.....	68

# Anhang A

## Materialkennwerte

## A.1. Beton: Serie 1: Materialkennwerte nach 28 Tagen

### A.1.1. Würfeldruckfestigkeit

Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ von Probekörpern				
geschätzte Würfeldruckfestigkeit				
$f_{c,cube}$	75	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel				
		Würfel 1.1	Würfel 1.2	Würfel 1.3
h	150	mm		
Gewicht	g	8148,8	8128,0	7939,2
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
<b>F</b>	<b>37,5</b>	<b>kN/s</b>	(bei 45 Sekunden)	
ERGEBNISSE				
		Würfel 1.1	Würfel 1.2	Würfel 1.3
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	81,84	80,94	75,62
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,41	2,41	2,35
$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	79,47		
Streuung_ $f_{cm,cube}$	[-]	3,36		
Variationsk._ $f_{cm,cube}$		4,23%		
$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,39		
Streuung_ $\rho_{m,cube}$	[-]	0,03		
Variationsk._ $\rho_{m,cube}$		1,43%		
Notizen: Würfel 1.3 schief gebrochen				

Abb. A.1: Serie 1, 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit

### A.1.2. Spaltzugfestigkeit

Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ von Probekörpern				
Abmessungen Zylinder				
		Zylinder 1.1	Zylinder 1.2	Zylinder 1.3
h	300	mm		
d	150	mm		
Gewicht	g	12696,0	12679,4	12678,6
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Belastungsgeschwindigkeit s	0,05	N/mm <sup>2</sup> *s		
<b>Laststeigerung R</b>	<b>3,5</b>	<b>kN/s</b>		
ERGEBNISSE				
		Zylinder 1.1	Zylinder 1.2	Zylinder 1.3
<b>F</b>	<b>kN</b>	<b>276,75</b>	<b>256,79</b>	<b>278,03</b>
$f_{ct,sp}$	N/mm <sup>2</sup>	3,92	3,63	3,93
$f_{ct}$	N/mm <sup>2</sup>	3,52	3,27	3,54
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,39	2,39	2,39
$f_{ctm,sp}$	N/mm <sup>2</sup>	3,83		
$f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	3,44		
Streuung_ $f_{ctm,sp}$	[-]	0,17		
Variationsk._ $f_{ctm,sp}$		4,40%		
$\rho_{m,sp}$	g/cm <sup>3</sup>	2,39		
Streuung_ $\rho_{m,sp}$	[-]	0,00		
Variationsk._ $\rho_{m,sp}$		0,08%		
Notizen:				

Abb. A.2: Serie 1, 28-Tage-Spaltzugfestigkeit



### A.1.3. statischer Elastizitätsmodul

Statischer Elastizitätsmodul $E_b$ von Probekörpern				
geschätzte Zylinderdruckfestigkeit				
Umrechnungsfaktor	0,8			
$f_{c,geschätzt}$	63,57	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Zylinder				
		Zylinder 1.4	Zylinder 1.5	Zylinder 1.6
h	mm	297,66	297,5	297,01
d	mm	150		
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Belastungsgeschwindigkeit	0,6	N/mm <sup>2</sup>		
<b>Laststeigerung</b>	<b>10,6</b>	<b>kN/s</b>		
Prüfvorgang mit geschätzter Zylinderdruckfestigkeit				
$\sigma_a$	21,2	N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_b$	2,1	N/mm <sup>2</sup>		
$F_a$	374,48	kN		
$F_b$	37,45	kN		
Prüfvorgang mit geprüfter Zylinderdruckfestigkeit				
$f_{c,geprüft}$	77,32	N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_a$	25,8	N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_b$	2,6	N/mm <sup>2</sup>		
$F_a$	455,44	kN		
$F_b$	45,54	kN		
<b>±20% Kontrolle</b>				
Messung erste Unterlast		Zylinder 1.4	Zylinder 1.5	Zylinder 1.6
Weg <sub>b1</sub>	mm	-0,005	-0,01	-0,004
Weg <sub>b2</sub>	mm	-0,005	-0,003	-0,009
Messung erste Oberlast				
Weg <sub>a1</sub>	mm	-0,054	-0,078	-0,071
Weg <sub>a2</sub>	mm	-0,068	-0,071	-0,082
±20% Kontrolle				
$\Delta\varepsilon_1$	mm	-0,00049	-0,00068	-0,00067
$\Delta\varepsilon_2$	mm	-0,00063	-0,00068	-0,00073
$\Delta\varepsilon_m$	mm	-0,00056	-0,00068	-0,0007
Check		12,50%	0,00%	4,29%
		-12,50%	0,00%	-4,29%
<b>ERGEBNISSE</b>				
Messung letzte Unterlast		Zylinder 1.4	Zylinder 1.5	Zylinder 1.6
$\varepsilon_{b1}$	[-]	-0,000108	-0,0001644	-0,0001176
$\varepsilon_{b2}$	[-]	-0,0001272	-0,0001296	-0,0001896
$\varepsilon_{bm}$	[-]	-0,0001176	-0,000147	-0,0001536
$F_b$		37,2	45,6	45,6
$\sigma_b$		2,11	2,58	2,58
Messung letzte Oberlast				
$\varepsilon_{a1}$	[-]	-0,0005388	-0,0007488	-0,0007332
$\varepsilon_{a2}$	[-]	-0,00072	-0,0007872	-0,0008484
$\varepsilon_{am}$	[-]	-0,0006294	-0,000768	-0,0007908
$F_a$		373,2	453,6	453,6
$\sigma_a$		21,12	25,67	25,67
		Zylinder 1.4	Zylinder 1.5	Zylinder 1.6
$E_b$	N/mm <sup>2</sup>	37.150,67	37.178,87	36.233,64
$E_{bm}$	N/mm <sup>2</sup>	<b>36.854,39</b>		
Streuung $E_{bm}$		<b>537,77</b>		
Variationsk. $E_{bm}$		<b>1,46%</b>		
Notizen: Zylinder 1.4 mit $f_{c,geschätzt}$				

Abb. A.3: Serie 1, 28-Tage-Elastizitätsmodul

### A.1.4. Zylinderdruckfestigkeit

Zylinderdruckfestigkeit $f_c$ von Probekörpern				
geschätzte Zylinderdruckfestigkeit				
$f_{c,geschätzt}$	63,57	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Zylinder				
		Zylinder 1.4	Zylinder 1.5	Zylinder 1.6
h	mm	297,66	297,5	297,01
d	mm	150		
Gewicht	g	12634,4	12702,6	12621,4
Belastungsgeschwindigkeit mit geschätzter Zylinderfestigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
$F_{geschätzt}$	25,0	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
Belastungsgeschwindigkeit mit geprüfter Zylinderfestigkeit				
$f_{c,geprüft}$	77,32	N/mm <sup>2</sup>		
Zeit	30	bis	60	Sekunden
$F_{geprüft}$	30,4	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
ERGEBNISSE				
		Zylinder 1.4	Zylinder 1.5	Zylinder 1.6
F	kN	1366,33	1386,19	1365,72
$f_c$	N/mm <sup>2</sup>	77,32	78,44	77,28
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,40	2,42	2,40
$f_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	77,68		
Streuung $f_{cm}$		0,66		
Variationsk. $f_{cm}$		0,85		
$\rho_m$		2,41		
Streuung $\rho_m$		0,01		
Variationsk. $\rho_m$		0,31%		
Notizen: Zylinder 1.4 mit $f_{c,geschätzt}$				

Abb. A.4: Serie 1, 28-Tage-Zylinderdruckfestigkeit

### A.2. Beton: Serie 1: Würfeldruckfestigkeit an den Prüftagen

Montag, 17. Dezember 2018				
33 Tage				
geschätzte Würfeldruckfestigkeit				
$f_{c,cube}$	80	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel				
		Würfel 1.4	Würfel 1.5	Würfel 1.6
h	150	mm		
Gewicht	g	8172,40	8080,60	8000,60
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
F	40,0	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
ERGEBNISSE				
		Würfel 1.4	Würfel 1.5	Würfel 1.6
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	82,77	81,67	78,06
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,42	2,39	2,37
$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	80,83		
Streuung $f_{cm,cube}$	[-]	2,46		
Variationsk. $f_{cm,cube}$		3,05%		
$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,40		
Streuung $\rho_{m,cube}$	[-]	0,03		
Variationsk. $\rho_{m,cube}$		1,06%		
Notizen:				

Abb. A.5: Serie 1, 33-Tage-Würfeldruckfestigkeit

Mittwoch, 19. Dezember 2018				
35 Tage				
geschätzte Würfeldruckfestigkeit				
$f_{c,cube}$	80,83	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel				
h	150	mm	Würfel 1.7	Würfel 1.8
Gewicht	g	7982,00	8159,40	8031,60
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
F	40,4	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
ERGEBNISSE				
			Würfel 1.7	Würfel 1.8
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>		77,17	86,2
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>		2,37	2,42
$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>		83,48	
Streuung_ $f_{cm,cube}$	[-]		5,48	
Variationsk._ $f_{cm,cube}$			6,56%	
$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>		2,39	
Streuung_ $\rho_{m,cube}$	[-]		0,03	
Variationsk._ $\rho_{m,cube}$			1,14%	
Notizen:				

Abb. A.6: Serie 1, 35-Tage-Würfeldruckfestigkeit

Freitag, 21. Dezember 2018				
37 Tage				
geschätzte Würfeldruckfestigkeit				
$f_{c,cube}$	83,48	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel				
h	150	mm	Würfel 1.10	Würfel 1.11
Gewicht	g	8005,20	8039,00	7984,40
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
F	41,7	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
ERGEBNISSE				
			Würfel 1.10	Würfel 1.11
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>		78,4	82,36
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>		2,37	2,38
$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>		80,51	
Streuung_ $f_{cm,cube}$	[-]		1,99	
Variationsk._ $f_{cm,cube}$			2,47%	
$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>		2,37	
Streuung_ $\rho_{m,cube}$	[-]		0,01	
Variationsk._ $\rho_{m,cube}$			0,34%	
Notizen:				

Abb. A.7: Serie 1, 37-Tage-Würfeldruckfestigkeit

### A.3. Beton: Serie 2: Materialkennwerte nach 28 Tagen

#### A.3.1. Würfeldruckfestigkeit

Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ von Probekörpern				
geschätzte Würfeldruckfestigkeit				
$f_{c,cube}$	86	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel				
		Würfel 2.1	Würfel 2.2	Würfel 2.3
h	150	mm		
Gewicht	g	8063,2	7941,2	7990,8
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
F	43,0	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
ERGEBNISSE				
		Würfel 2.1	Würfel 2.2	Würfel 2.3
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	86,49	78,42	82,36
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,39	2,35	2,37
$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	82,42		
Streuung_ $f_{cm,cube}$	[-]	4,04		
Variationsk. $f_{cm,cube}$		4,90%		
$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,37		
Streuung_ $\rho_{m,cube}$	[-]	0,02		
Variationsk. $\rho_{m,cube}$		0,77%		
Notizen: Würfel 2.2 schief gebrochen				

Abb. A.8: Serie 2, 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit

#### A.3.2. Spaltzugfestigkeit

Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ von Probekörpern				
Abmessungen Zylinder				
		Zylinder 2.1	Zylinder 2.2	Zylinder 2.3
h	300	mm		
d	150	mm		
Gewicht	g	12927,4	12861,8	12828,8
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Belastungsgeschwindigkeit s	0,05	N/mm <sup>2</sup> *s		
Laststeigerung R	3,5	kN/s		
ERGEBNISSE				
		Zylinder 2.1	Zylinder 2.2	Zylinder 2.3
F	kN	328,5	321,09	256,73
$f_{ct,sp}$	N/mm <sup>2</sup>	4,65	4,54	3,63
$f_{ct}$	N/mm <sup>2</sup>	4,18	4,09	3,27
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,44	2,43	2,42
$f_{ctm,sp}$	N/mm <sup>2</sup>	4,27		
$f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	3,85		
Streuung_ $f_{ctm,sp}$	[-]	0,56		
Variationsk. $f_{ctm,sp}$		13,07%		
$\rho_{m,sp}$	g/cm <sup>3</sup>	2,43		
Streuung_ $\rho_{m,sp}$	[-]	0,01		
Variationsk. $\rho_{m,sp}$		0,39%		
Notizen:				

Abb. A.9: Serie 2, 28-Tage-Spaltzugfestigkeit

### A.3.3. statischer Elastizitätsmodul

Statischer Elastizitätsmodul $E_b$ von Probekörpern				
geschätzte Zylinderdruckfestigkeit				
Umrechnungsfaktor	0,9			
$f_{c,geschätzt}$	74,18	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Zylinder				
		Zylinder 2.4	Zylinder 2.5	Zylinder 2.6
h	mm	298,15	296,71	298,02
d	mm	150		
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Belastungsgeschwindigkeit	0,6	N/mm <sup>2</sup>		
<b>Laststeigerung</b>	<b>10,6</b>	<b>kN/s</b>		
Prüfvorgang mit geschätzter Zylinderdruckfestigkeit				
$\sigma_a$	24,7	N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_b$	2,5	N/mm <sup>2</sup>		
$F_a$	436,96	kN		
$F_b$	43,70	kN		
Prüfvorgang mit geprüfter Zylinderdruckfestigkeit				
$f_{c,geprüft}$	80,13	N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_a$	26,7	N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_b$	2,7	N/mm <sup>2</sup>		
$F_a$	471,98	kN		
$F_b$	47,20	kN		
±20% Kontrolle				
Messung erste Unterlast		Zylinder 2.4	Zylinder 2.5	Zylinder 2.6
Weg <sub>b1</sub>	mm	-0,004	-0,001	-0,005
Weg <sub>b2</sub>	mm	-0,007	-0,008	-0,005
Messung erste Oberlast				
Weg <sub>a1</sub>	mm	-0,068	-0,06	-0,07
Weg <sub>a2</sub>	mm	-0,074	-0,08	-0,072
±20% Kontrolle				
$\Delta\epsilon_1$	mm	-0,00064	-0,00059	-0,00065
$\Delta\epsilon_2$	mm	-0,00067	-0,00072	-0,00067
$\Delta\epsilon_m$	mm	-0,000655	-0,000655	-0,00066
Check		2,29%	9,92%	1,52%
		-2,29%	-9,92%	-1,52%
ERGEBNISSE				
Messung letzte Unterlast		Zylinder 2.4	Zylinder 2.5	Zylinder 2.6
$\epsilon_{b1}$	[-]	-0,000126	0,0000924	-0,0001524
$\epsilon_{b2}$	[-]	-0,0001344	-0,000156	-0,0001296
$\epsilon_{bm}$	[-]	-0,0001302	-0,0000318	-0,000141
$F_b$		43,6	46,8	46,8
$\sigma_b$		2,47	2,65	2,65
Messung letzte Oberlast				
$\epsilon_{a1}$	[-]	-0,000714	-0,0006528	-0,000732
$\epsilon_{a2}$	[-]	-0,0007476	-0,0007908	-0,0007488
$\epsilon_{am}$	[-]	-0,0007308	-0,0007218	-0,0007404
$F_a$		435,2	469,6	470
$\sigma_a$		24,63	26,57	26,60
		Zylinder 2.4	Zylinder 2.5	Zylinder 2.6
$E_b$	N/mm <sup>2</sup>	36.896,48	34.674,76	39.953,66
$E_{bm}$	N/mm <sup>2</sup>	37.174,97		
Streuung $E_{bm}$		2650,44		
Variationsk. $E_{bm}$		7,13%		
Notizen:				

Abb. A.10: Serie 2, 28-Tage-Elastizitätsmodul

### A.3.4. Zylinderdruckfestigkeit

Zylinderdruckfestigkeit $f_c$ von Probekörpern				
geschätzte Zylinderdruckfestigkeit				
$f_{c,geschätzt}$	74,18	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Zylinder				
		Zylinder 2.4	Zylinder 2.5	Zylinder 2.6
h	mm	298,15	296,71	298,02
d	mm	150		
Gewicht	g	12743	12741	12874
Belastungsgeschwindigkeit mit geschätzter Zylinderfestigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
$F_{geschätzt}$	29,1	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
Belastungsgeschwindigkeit mit geprüfter Zylinderfestigkeit				
$f_{c,geprüft}$	80,13	N/mm <sup>2</sup>		
Zeit	30	bis	60	Sekunden
$F_{geprüft}$	31,5	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
<b>ERGEBNISSE</b>				
		Zylinder 2.4	Zylinder 2.5	Zylinder 2.6
F	kN	1415,93	1410,64	1466,62
$f_c$	N/mm <sup>2</sup>	80,13	79,83	82,99
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,42	2,43	2,44
$f_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	80,98		
Streuung_ $f_{cm}$		1,75		
Variationsk._ $f_{cm}$		2,16		
$\rho_m$		2,43		
Streuung_ $\rho_m$		0,01		
Variationsk._ $\rho_m$		0,53%		
Notizen:				

Abb. A.11: Serie 1, 28-Tage-Zylinderdruckfestigkeit

### A.4. Beton: Serie 2: Würfeldruckfestigkeit an den Prüftagen

Dienstag, 18. Dezember 2018				
32 Tage				
geschätzte Würfeldruckfestigkeit				
$f_{c,cube}$	82,42	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel				
		Würfel 2.4	Würfel 2.5	Würfel 2.6
h	150	mm		
Gewicht	g	7925,20	7914,80	8026,20
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
F	41,2	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
<b>ERGEBNISSE</b>				
		Würfel 2.4	Würfel 2.5	Würfel 2.6
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	86,99	83,28	77,05
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,35	2,35	2,38
$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	82,44		
Streuung_ $f_{cm,cube}$	[-]	5,02		
Variationsk._ $f_{cm,cube}$		6,09%		
$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,36		
Streuung_ $\rho_{m,cube}$	[-]	0,02		
Variationsk._ $\rho_{m,cube}$		0,77%		
Notizen:				

Abb. A.12: Serie 2, 32-Tage-Würfeldruckfestigkeit

<b>Mittwoch, 19. Dezember 2018</b>				
<b>33 Tage</b>				
geschätzte Würfeldruckfestigkeit				
$f_{c,cube}$	82,44	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel				
		Würfel 2.7	Würfel 2.8	Würfel 2.9
h	150	mm		
Gewicht	g	7876,40	7994,00	8028,00
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
F	41,2	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
<b>ERGEBNISSE</b>				
		Würfel 2.7	Würfel 2.8	Würfel 2.9
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	83,97	86,42	79,84
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,33	2,37	2,38
$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	83,41		
Streuung_ $f_{cm,cube}$	[-]	3,33		
Variationsk. _ $f_{cm,cube}$		3,99%		
$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,36		
Streuung_ $\rho_{m,cube}$	[-]	0,02		
Variationsk. _ $\rho_{m,cube}$		1,00%		
Notizen:				

Abb. A.13: Serie 2, 33-Tage-Würfeldruckfestigkeit

<b>Freitag, 21. Dezember 2018</b>				
<b>35 Tage</b>				
geschätzte Würfeldruckfestigkeit				
$f_{c,cube}$	83,41	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel				
		Würfel 2.10	Würfel 2.11	Würfel 2.12
h	150	mm		
Gewicht	g	7824,60	8127,40	8085,60
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
F	41,7	kN/s	(bei 45 Sekunden)	
<b>ERGEBNISSE</b>				
		Würfel 2.10	Würfel 2.11	Würfel 2.12
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	83,12	82,22	82,46
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,32	2,41	2,40
$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	82,60		
Streuung_ $f_{cm,cube}$	[-]	0,47		
Variationsk. _ $f_{cm,cube}$		0,56%		
$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,37		
Streuung_ $\rho_{m,cube}$	[-]	0,05		
Variationsk. _ $\rho_{m,cube}$		2,05%		
Notizen:				

Abb. A.14: Serie 2, 35-Tage-Würfeldruckfestigkeit

## A.5. Vergussmörtel

### A.5.1. Biegezugfestigkeit und Druckfestigkeit: nach 10 Tagen

Biegezugfestigkeit				
Prüfdatum	Montag, 17. Dezember 2018			
Betonalter	10 Tage			
Abmessungen Prismen				
		Prisma 1	Prisma 2	Prisma 3
b	40	mm		
l	160	mm		
Abstand Tragrollen	100	mm		
Gewicht	g	566,8	568,8	569,6
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Laststeigerung	50,00	N/s		
ERGEBNISSE				
		Prisma 1	Prisma 2	Prisma 3
$F_f$	N	2999,7	3445,2	3118,5
$R_f$	N/mm <sup>2</sup>	7,03	8,07	7,31
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	8,86	8,89	8,90
$R_{fm}$	N/mm <sup>2</sup>	7,47		
Streuung $R_{fm}$	[-]	0,54		
Variationsk. $R_{fm}$		7,24%		
$\rho_{fm}$	g/cm <sup>3</sup>	8,88		
Streuung $\rho_{fm}$	[-]	0,02		
Variationsk. $\rho_{fm}$		0,25%		
Notizen:				

Abb. A.15: Vergussmörtel, Biegezugfestigkeit nach 10 Tagen

Druckfestigkeit							
Prüfdatum	Montag, 17. Dezember 2018						
Betonalter	10 Tage						
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit							
Laststeigerung R	2,4	kN/s					
ERGEBNISSE							
		Prisma 1		Prisma 2		Prisma 3	
$F_c$	N	129246,98	128638,13	132877,8	131704,66	128363,4	123507,45
$R_c$	N/mm <sup>2</sup>	80,78	80,40	83,05	82,32	80,23	77,19
$R_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	80,66					
Streuung $R_{cm}$	[-]	2,04					
Variationsk. $R_{cm}$		2,53%					
Notizen:							

Abb. A.16: Vergussmörtel, Druckfestigkeit nach 10 Tagen



### A.5.2. Biegezugfestigkeit und Druckfestigkeit: nach 12 Tagen

Biegezugfestigkeit				
Prüfdatum	Mittwoch, 19. Dezember 2018			
Betonalter	12 Tage			
Abmessungen Prismen				
		Prisma 4	Prisma 5	Prisma 6
b	40	mm		
l	160	mm		
Abstand Tragrollen	100	mm		
Gewicht	g	566,4	569,8	540,8
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Laststeigerung	50,00	N/s		
ERGEBNISSE				
		Prisma 4	Prisma 5	Prisma 6
$F_f$	N	3452,63	3341,25	3341,25
$R_f$	N/mm <sup>2</sup>	8,09	7,83	7,83
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	8,85	8,90	8,45
$R_{fm}$	N/mm <sup>2</sup>		7,92	
Streuung_ $R_{fm}$	[-]		0,15	
Variationsk. $R_{fm}$			1,90%	
$\rho_m$	g/cm <sup>3</sup>		8,73	
Streuung_ $\rho_m$	[-]		0,25	
Variationsk. $\rho_m$			2,84%	
Notizen:				

Abb. A.17: Vergussmörtel, Biegezugfestigkeit nach 12 Tagen

Druckfestigkeit							
Prüfdatum	Mittwoch, 19. Dezember 2018						
Betonalter	12 Tage						
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit							
Laststeigerung R	2,4	kN/s					
ERGEBNISSE							
		Prisma 4		Prisma 5		Prisma 6	
$F_c$	kN	125020	129650	139300	136790	116880	113540
$R_c$	N/mm <sup>2</sup>	78,14	81,03	87,06	85,49	73,05	70,96
$R_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	82,08					
Streuung_ $R_{cm}$	[-]	4,55					
Variationsk. $R_{cm}$		5,55%					
Notizen:							

Abb. A.18: Vergussmörtel, Druckfestigkeit nach 12 Tagen

### A.5.3. Biegezugfestigkeit und Druckfestigkeit: nach 14 Tagen

Anmerkung: Biegezugfestigkeit wurde nicht bestimm.

Biegezugfestigkeit				
Prüfdatum	Freitag, 21. Dezember 2018			
Betonalter	14 Tage			
Abmessungen Prismen				
		Prisma 7	Prisma 8	Prisma 9
b	40	mm		
l	160	mm		
Abstand Tragrollen	100	mm		
Gewicht	g	576,2	567,6	571,2
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Laststeigerung	50,00	N/s		
ERGEBNISSE				
		Prisma 7	Prisma 8	Prisma 9
$F_f$	N			
$R_f$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	9,00	8,87	8,93
$R_{fm}$	N/mm <sup>2</sup>		0,00	
Streuung_ $R_{fm}$	[-]		0,00	
Variationsk. $R_{fm}$			#DIV/0!	
$\rho_m$	g/cm <sup>3</sup>		8,93	
Streuung_ $\rho_m$	[-]		0,07	
Variationsk. $\rho_m$			0,76%	
Notizen:				

Abb. A.19: Vergussmörtel, Biegezugfestigkeit nach 14 Tagen

Druckfestigkeit							
Prüfdatum	Freitag, 21. Dezember 2018						
Betonalter	14 Tage						
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit							
Laststeigerung R	2,4	kN/s					
ERGEBNISSE							
		Prisma 7		Prisma 8		Prisma 9	
$F_c$	kN	132,96	130,84	140,15	126,05	136,69	128,5
$R_c$	N/mm <sup>2</sup>	83,10	81,78	87,59	78,78	85,43	80,31
$R_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	84,16					
Streuung_ $R_{cm}$	[-]	3,05					
Variationsk. $R_{cm}$		3,62%					
Notizen:							

Abb. A.20: Vergussmörtel, Druckfestigkeit nach 14 Tagen

## A.6. UHPC

### A.6.1 Würfeldruckfestigkeit nach 30 Tage

Freitag, 21. Dezember 2018				
30 Tage				
geschätzte Würfeldruckfestigkeit				
$f_{c,cube}$	156	N/mm <sup>2</sup>		
Abmessungen Würfel				
		Würfel 1	Würfel 2	Würfel 3
h	150	mm		
Gewicht	g	8254,80	8280,60	8236,80
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit				
Zeit	30	bis	60	Sekunden
<b>F</b>	<b>78,0</b>	<b>kN/s</b>	(bei 45 Sekunden)	
ERGEBNISSE				
		Würfel 1	Würfel 2	Würfel 3
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	156,04	153,8	150,15
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,45	2,45	2,44
$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	153,33		
Streuung $f_{cm,cube}$	[-]	2,97		
Variationsk. $f_{cm,cube}$		1,94%		
$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,45		
Streuung $\rho_{m,cube}$	[-]	0,01		
Variationsk. $\rho_{m,cube}$		0,27%		
Notizen:				

Abb. A.21: UHPC, Druckfestigkeit nach 30 Tagen, h=15 cm

Freitag, 21. Dezember 2018					
30 Tage					
geschätzte Würfeldruckfestigkeit					
$f_{c,cube}$	190	N/mm <sup>2</sup>			
Abmessungen Würfel					
		Würfel 1	Würfel 2	Würfel 3	Würfel 4
h	100	mm			
Gewicht	g	2414,60	2409,80	2453,80	2409,20
erforderliche Belastungsgeschwindigkeit					
Zeit	30	bis	60	Sekunden	
<b>F</b>	<b>42,2</b>	<b>kN/s</b>	(bei 45 Sekunden)		
ERGEBNISSE					
		Würfel 1	Würfel 2	Würfel 3	Würfel 4
$F_{c,cube}$	kN	1548,56	1569,02	1519,96	1421,03
$f_{c,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	154,86	156,90	152,00	142,10
$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,41	2,41	2,45	2,41
$f_{cm,cube}$	N/mm <sup>2</sup>	151,46			
Streuung $f_{cm,cube}$	[-]	6,56			
Variationsk. $f_{cm,cube}$		4,33%			
$\rho_{m,cube}$	g/cm <sup>3</sup>	2,42			
Streuung $\rho_{m,cube}$	[-]	0,02			
Variationsk. $\rho_{m,cube}$		0,89%			
Notizen:					

Abb. A.22: UHPC, Druckfestigkeit nach 30 Tagen, h=10 cm

## **Anhang B**

### **Ergebnisse der experimentellen Untersuchung**

## B.1. Variante 1: Referenzstütze

### B.1.1. Serie 1

Es wurden, bis auf das Kraft-Dehnungs-Diagramm des gesamten Stützenknotens, keine Auswertungen durchgeführt, da die Stütze frühzeitig, durch Knicken, versagte.

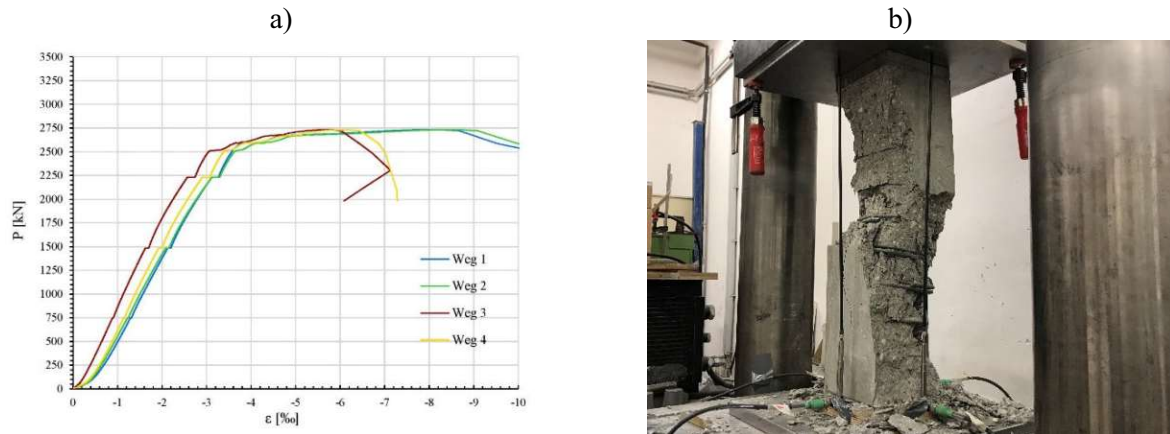
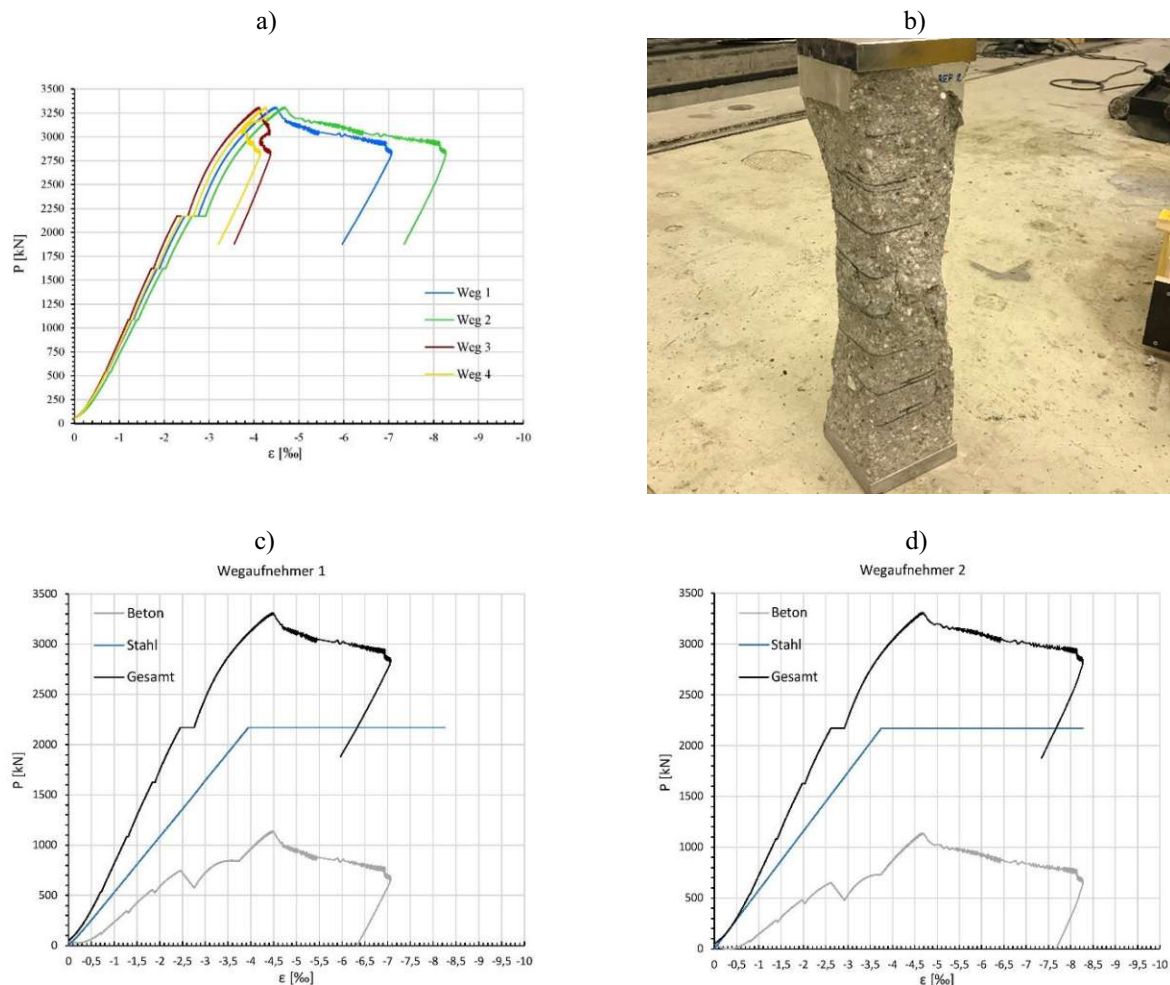
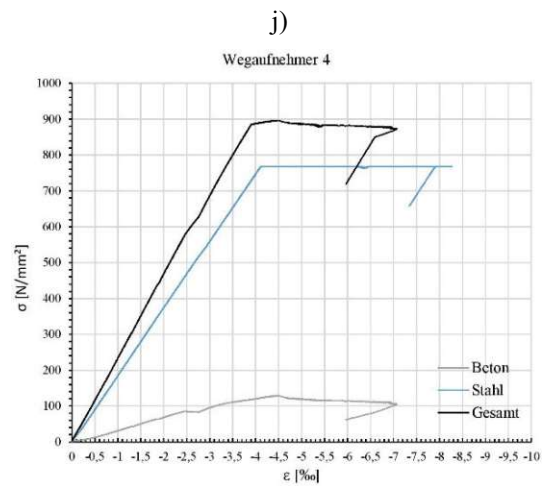
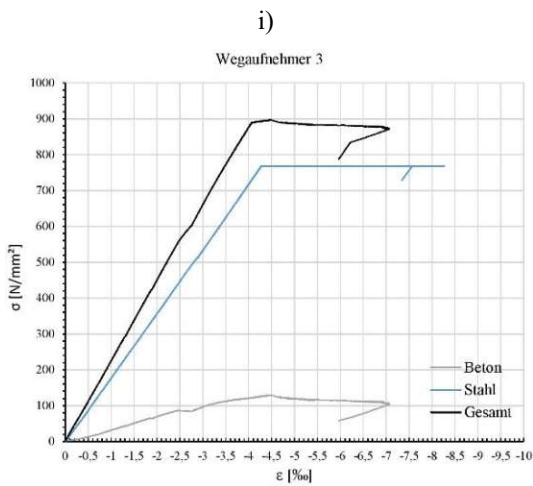
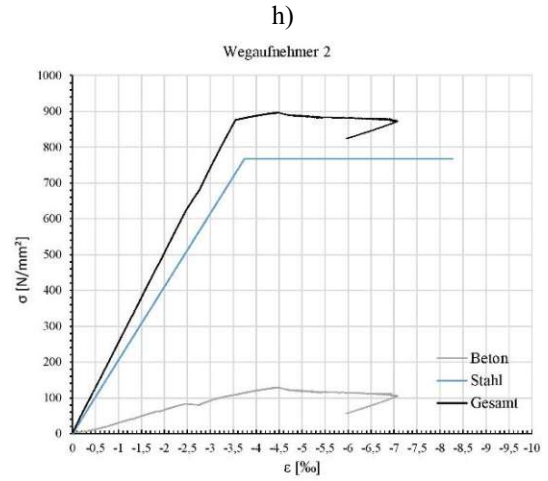
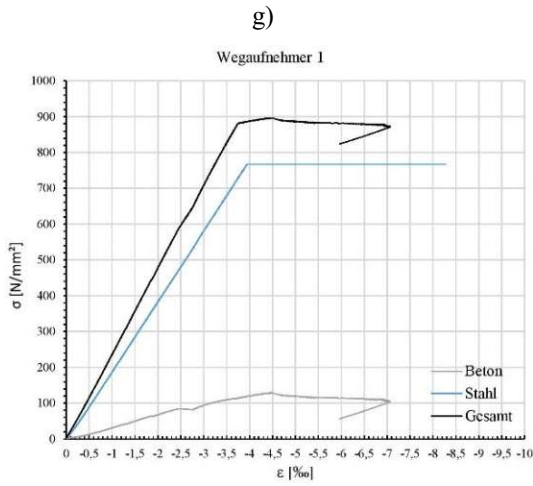
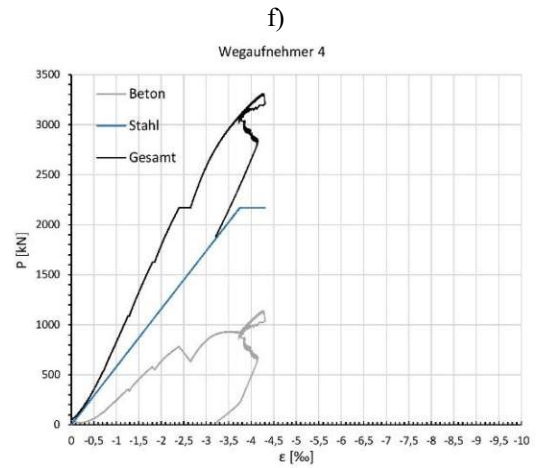
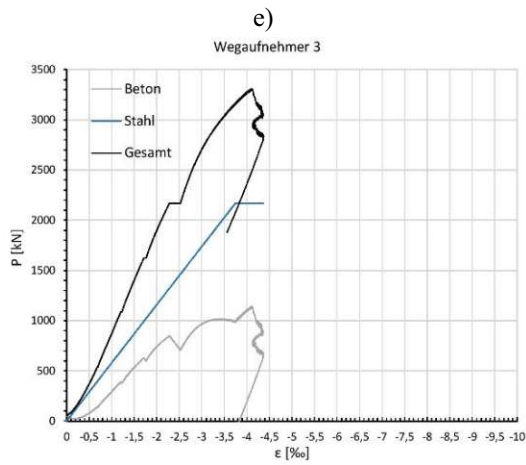


Abb. B. 1: Referenzstütze 1, a) Kraft-Dehnungsdiagramm, b) Versagensbild

### B.1.2. Serie 2





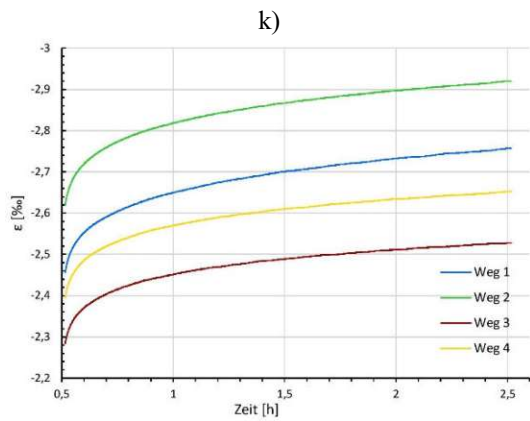
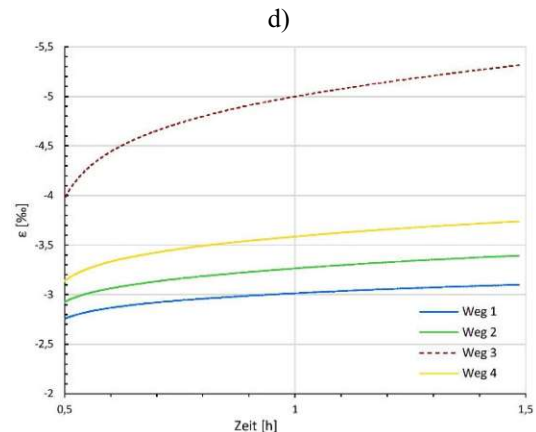
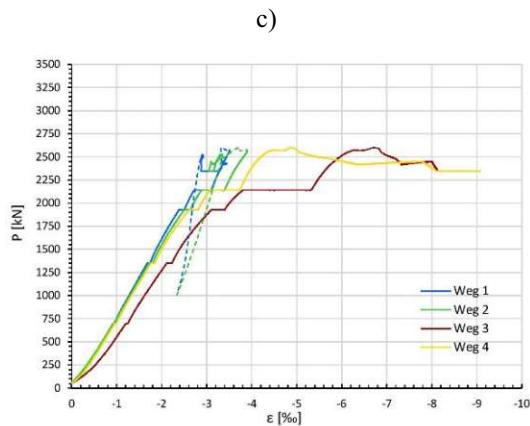
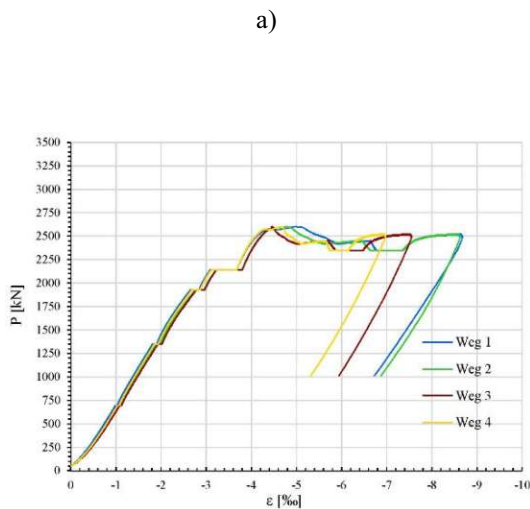


Abb. B. 2: Referenzstütze 2, a) Kraft-Dehnungsdiagramm, b) Versagensbild, c) Kräfte im Beton und Stahl, Weg 1, d) Kräfte im Beton und Stahl, Weg 2, e) Kräfte im Beton und Stahl, Weg 3, f) Kräfte im Beton und Stahl, Weg 4, g) Spannungen im Beton und Stahl, Weg 1, h) Spannungen im Beton und Stahl, Weg 2, i) Spannungen im Beton und Stahl, Weg 3, j) Spannungen im Beton und Stahl, Weg 4, k) Kriechkurve

## B.2. Variante 2: Stumpfstoß

### B.2.1. Serie 1



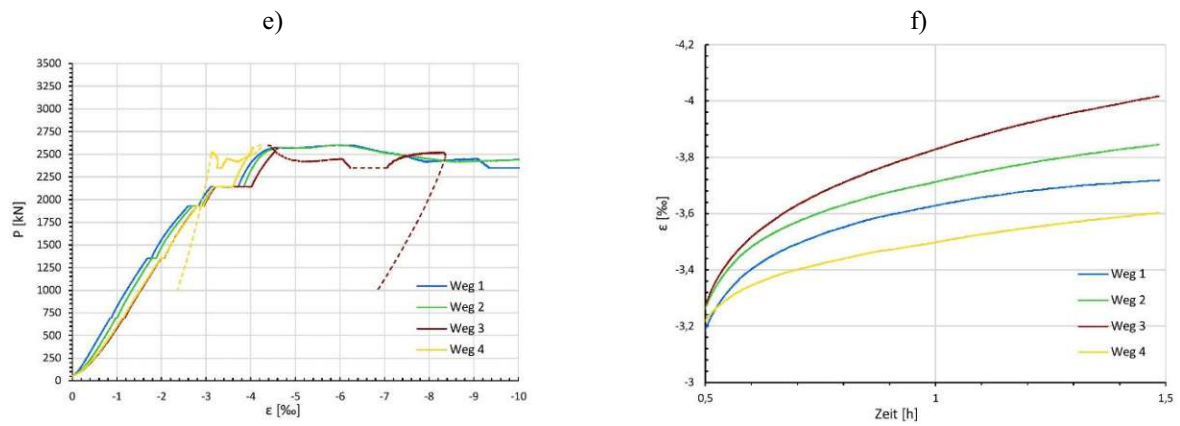
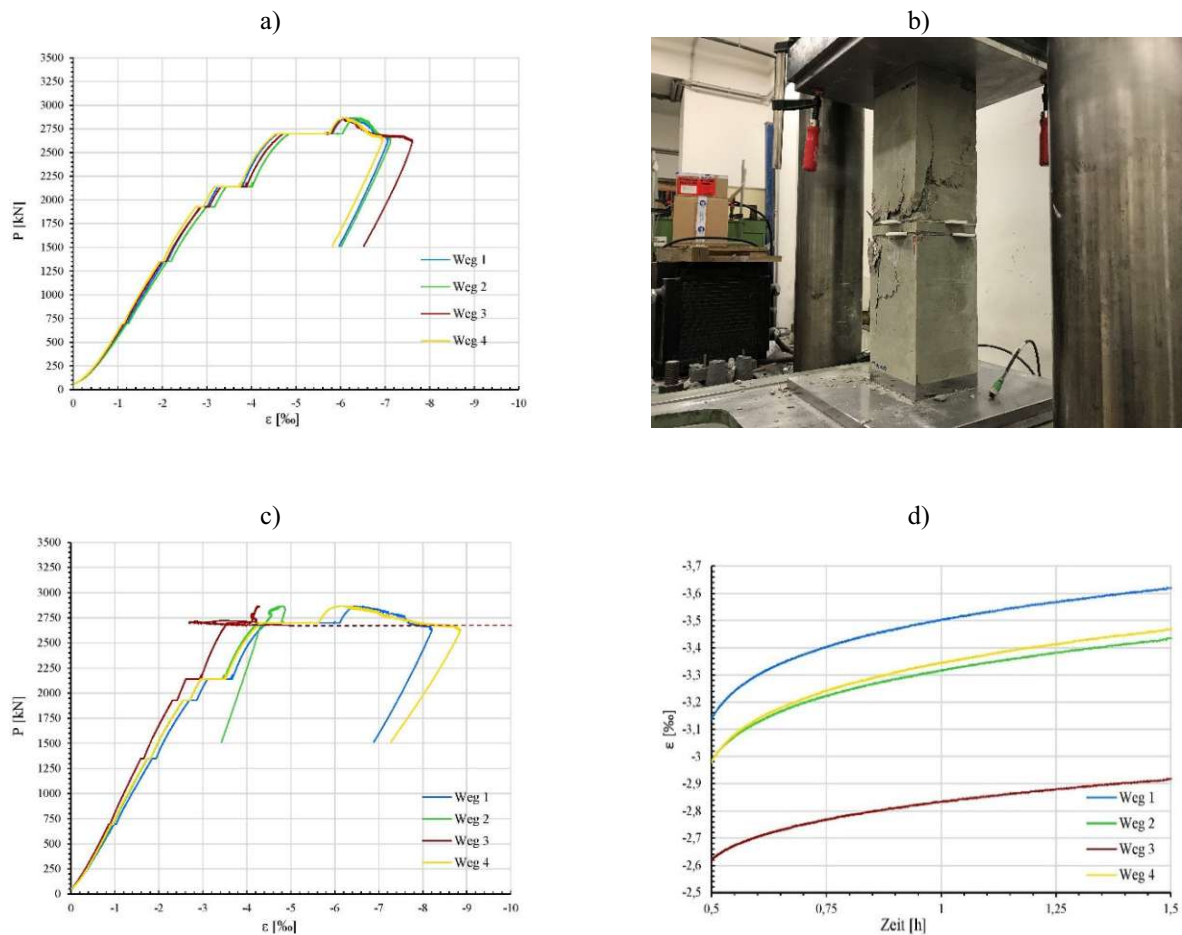


Abb. B. 3: Stumpfstoß 1, a) Kraft-Dehnungsdiagramm des gesamten Stützenknotens, b) Versagensbild, c) Kraft-Dehnungsdiagramm des oberen Stützenstummels, d) Kriechkurve des oberen Stützenstummels, e) Kraft-Dehnungsdiagramm des unteren Stützenstummels, f) Kriechkurve des unteren Stützenstummels

### B.2.2. Serie 2





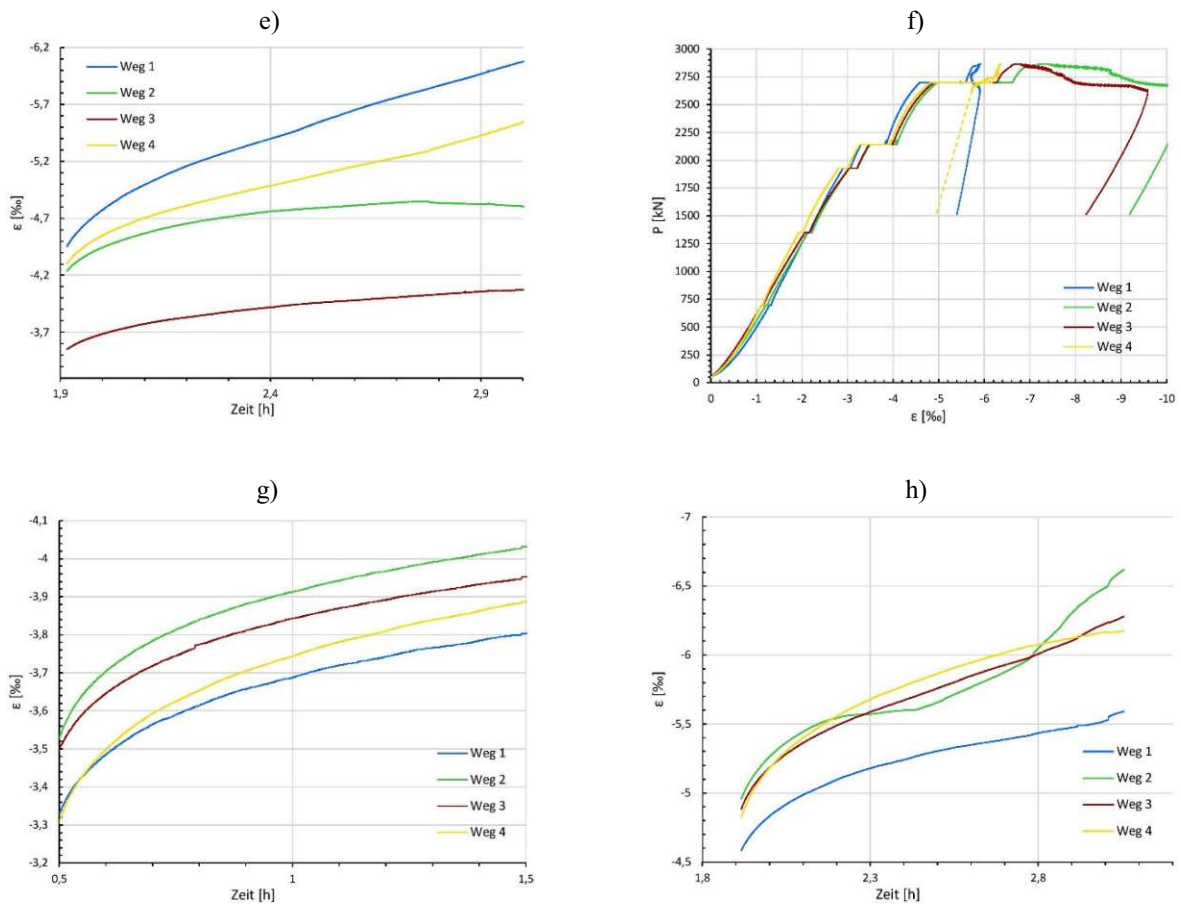
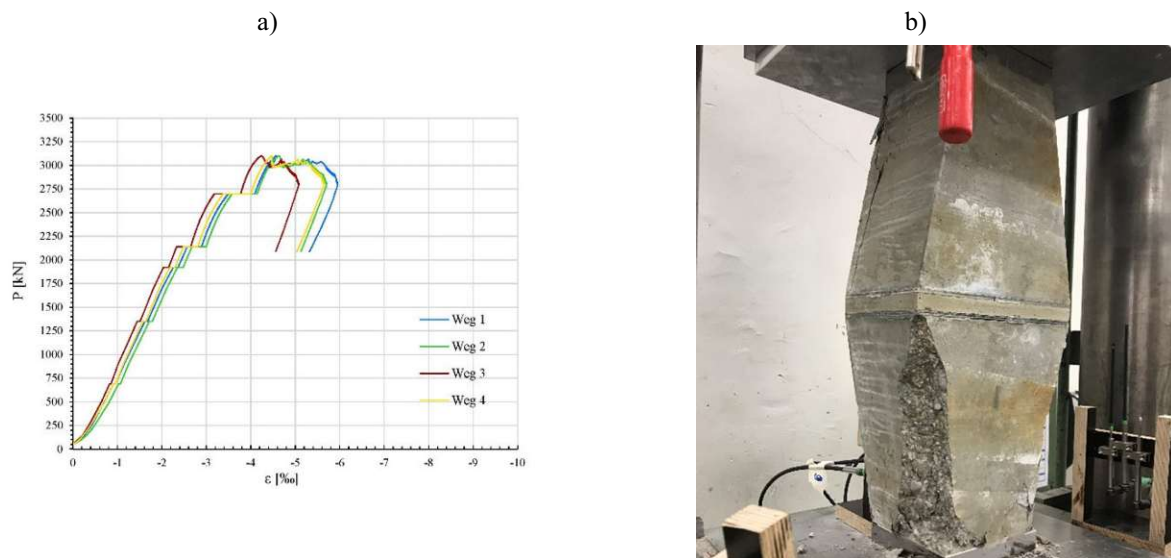


Abb. B. 4: Stumpfstoß 2, a) Kraft-Dehnungsdiagramm des gesamten Stützenknotens, b) Versagensbild, c) Kraft-Dehnungsdiagramm des oberen Stützenstummels, d) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – erste Stunde, e) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – zweite Stunde, f) Kraft-Dehnungsdiagramm des unteren Stützenstummels, g) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – erste Stunde, h) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – zweite Stunde

### B.3. Variante 3: Stumpfstoß mit Aufweitung

#### B.3.1. Serie 1



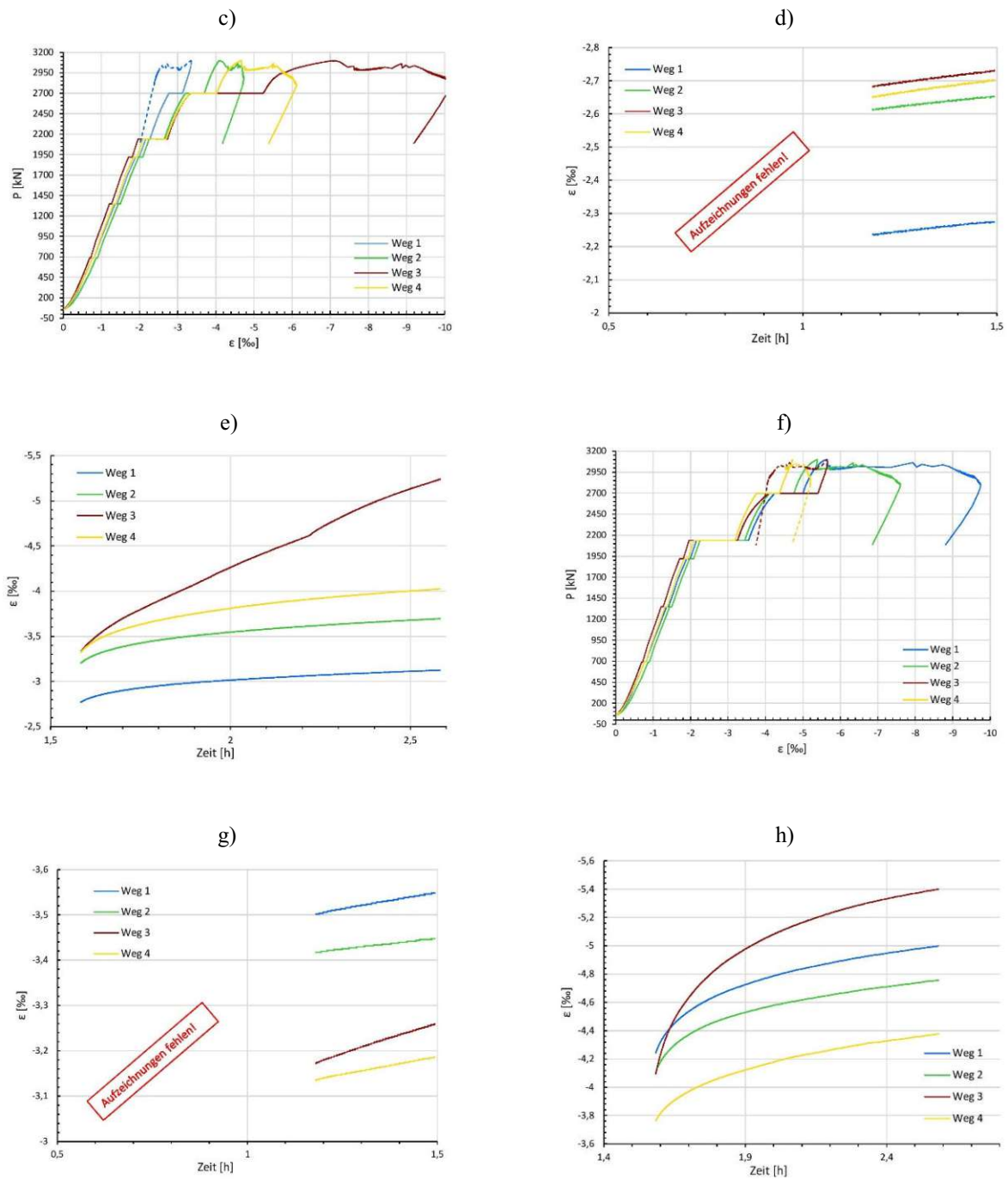
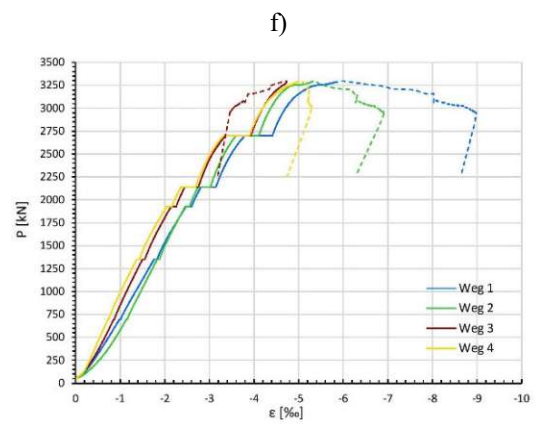
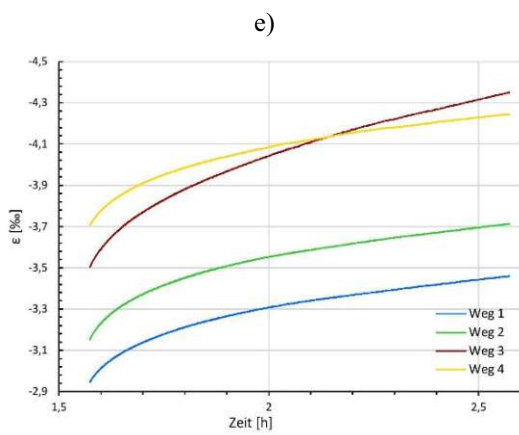
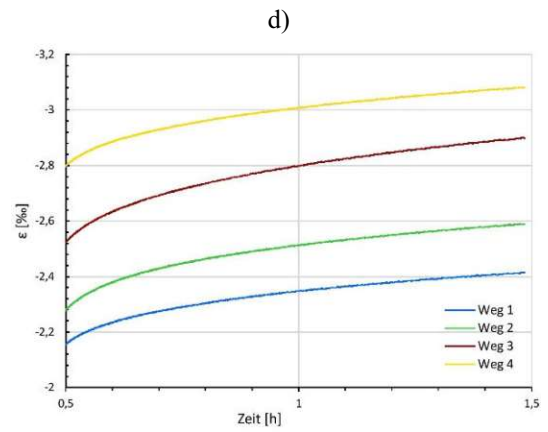
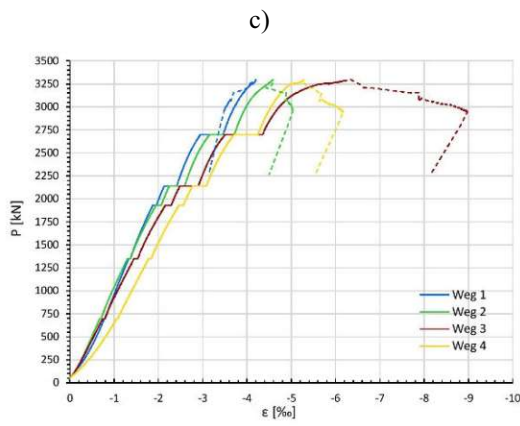
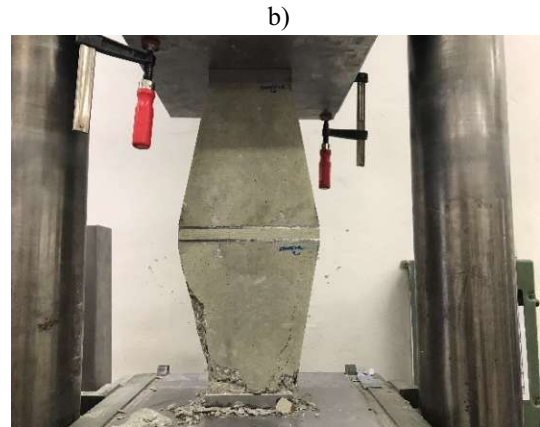
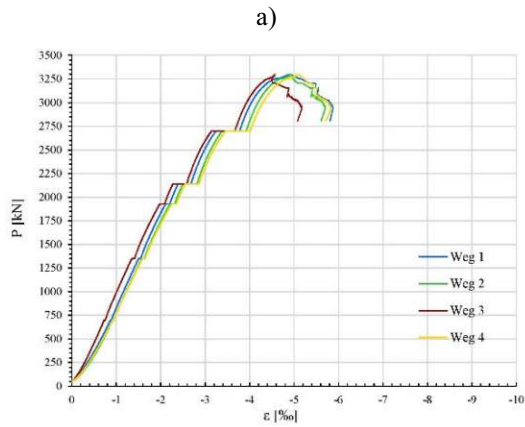


Abb. B. 5: Stumpfstoß mit Aufweitung 1, a) Kraft-Dehnungsdiagramm des gesamten Stützenknotens, b) Versagensbild, c) Kraft-Dehnungsdiagramm des oberen Stützenstummels, d) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – erste Stunde, e) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – zweite Stunde, f) Kraft-Dehnungsdiagramm des unteren Stützenstummels, g) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – erste Stunde, h) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – zweite Stunde

B.3.2. Serie 2



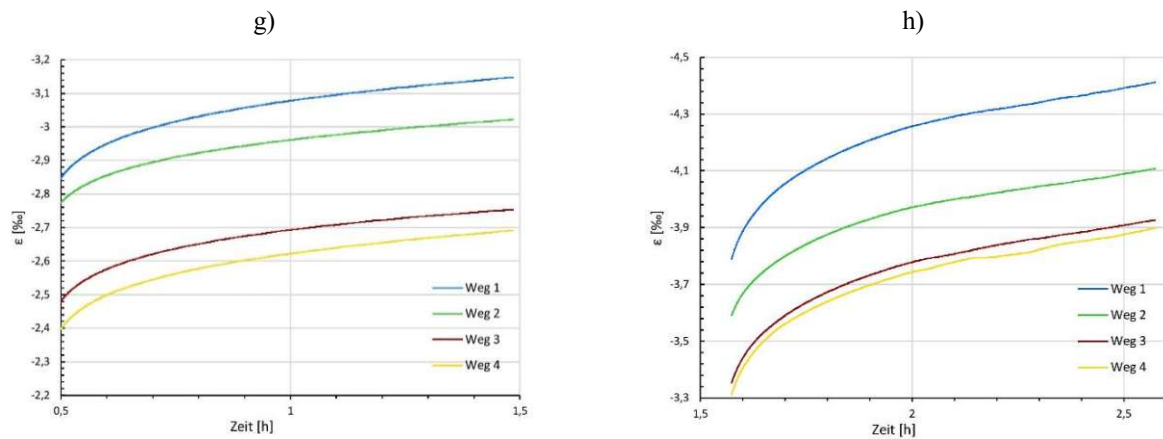
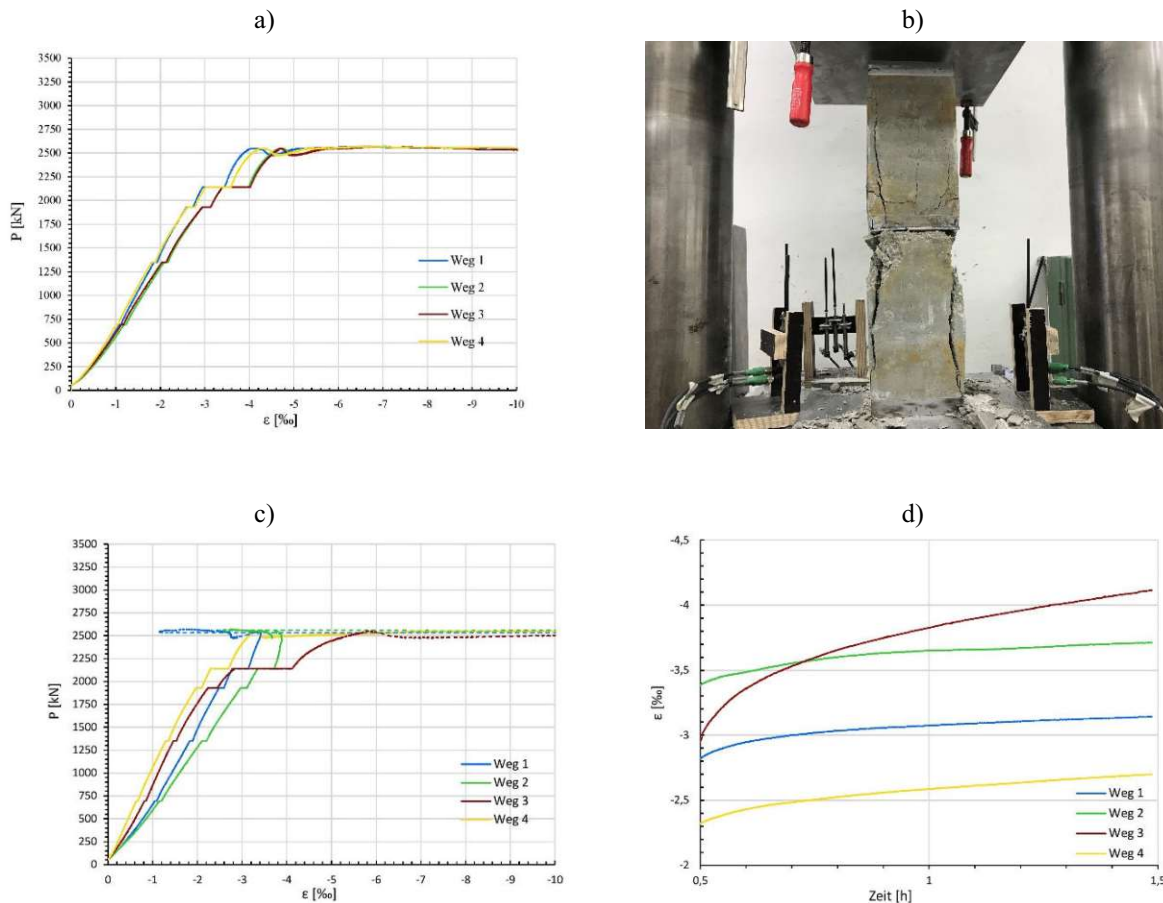


Abb. B. 6: Stumpfstoß mit Aufweitung 2, a) Kraft-Dehnungsdiagramm des gesamten Stützenknotens, b) Versagensbild, c) Kraft-Dehnungsdiagramm des oberen Stützenstummels, d) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – erste Stunde, e) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – zweite Stunde, f) Kraft-Dehnungsdiagramm des unteren Stützenstummels, g) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – erste Stunde, h) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – zweite Stunde

## B.4. Variante 4: Stumpfstoß mit Stirflächenbewehrung

Anmerkung: kurze Wegaufnehmer häufig frühzeitig ausgefallen, daher Ergebnisse nur bedingt brauchbar

### B.4.1. Serie 1



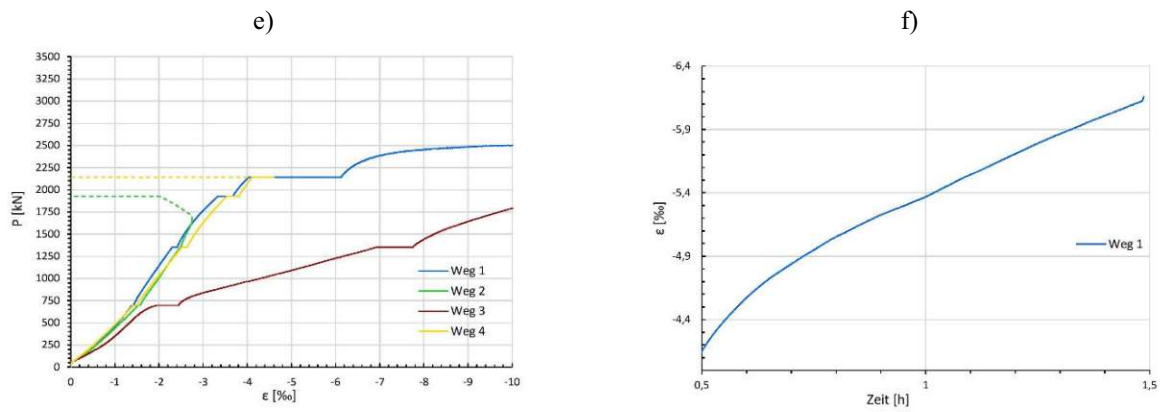
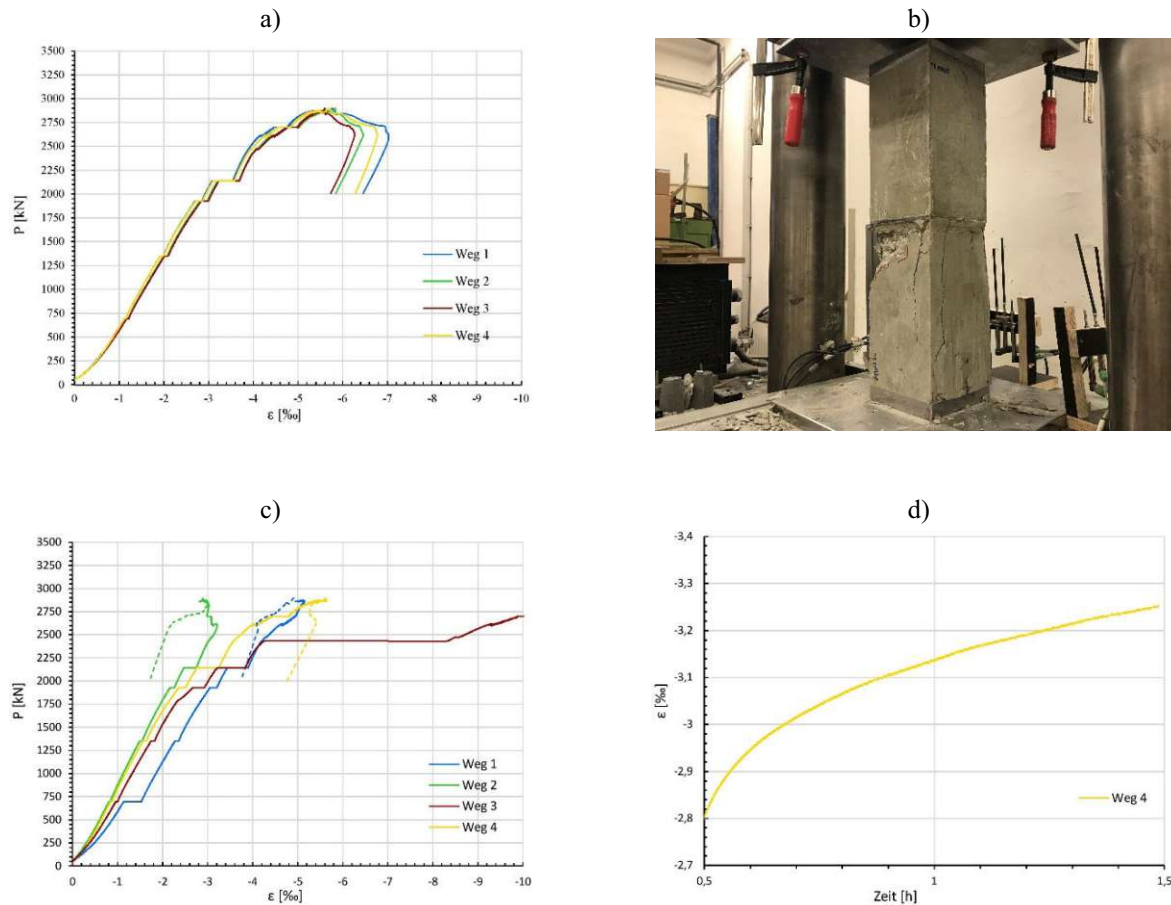


Abb. B. 7: Stumpfstoß mit Stirflächenbewehrung 1, a) Kraft-Dehnungsdiagramm des gesamten Stützenknotens, b) Versagensbild, c) Kraft-Dehnungsdiagramm des oberen Stützenstummels, d) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – erste Stunde, e) Kraft-Dehnungsdiagramm des unteren Stützenstummels, g) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – erste Stunde

### B.4.2. Serie 2



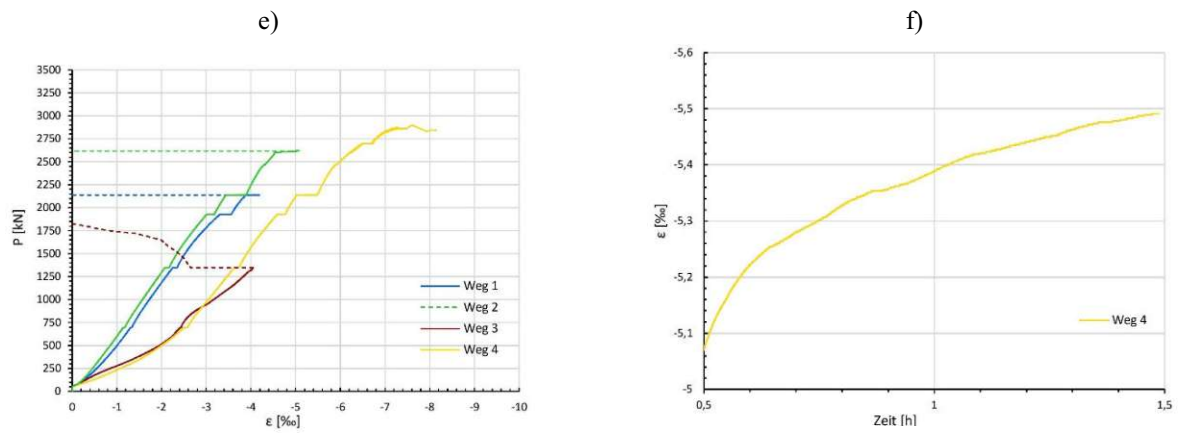
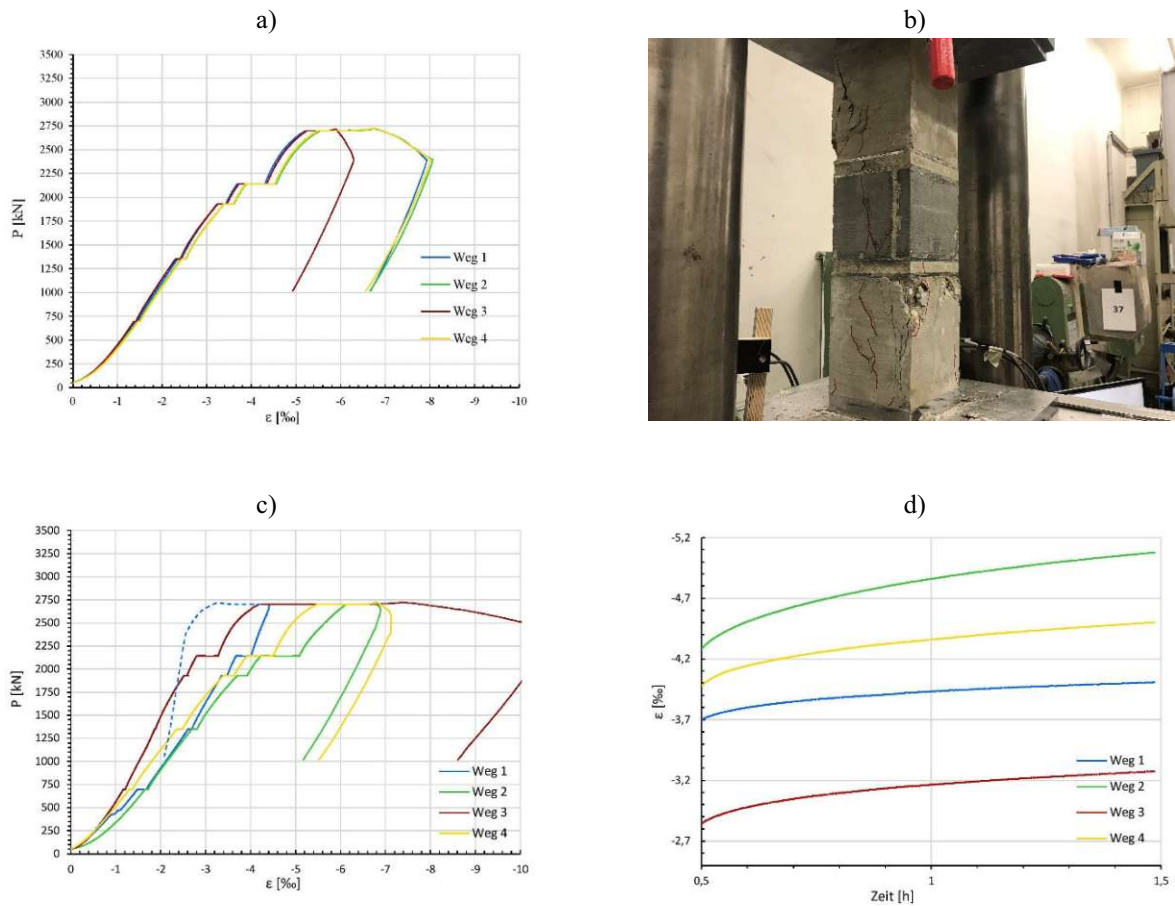


Abb. B. 8: Stumpfstoß mit Stirnflächenbewehrung 2, a) Kraft-Dehnungsdiagramm des gesamten Stützenknotens, b) Versagensbild, c) Kraft-Dehnungsdiagramm des oberen Stützenstummels, d) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – erste Stunde, e) Kraft-Dehnungsdiagramm des unteren Stützenstummels, g) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – erste Stunde

## B.5. Variante 5: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum

### B.5.1. Serie 1



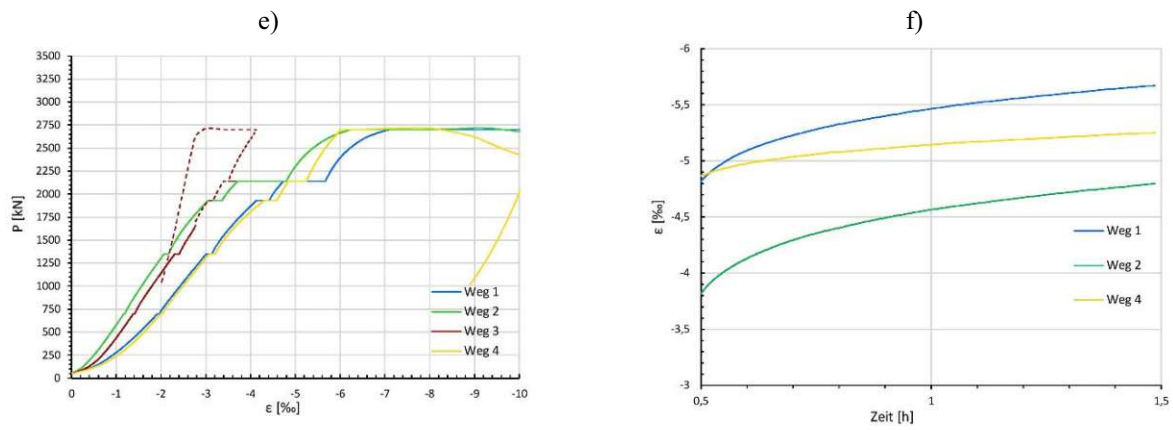
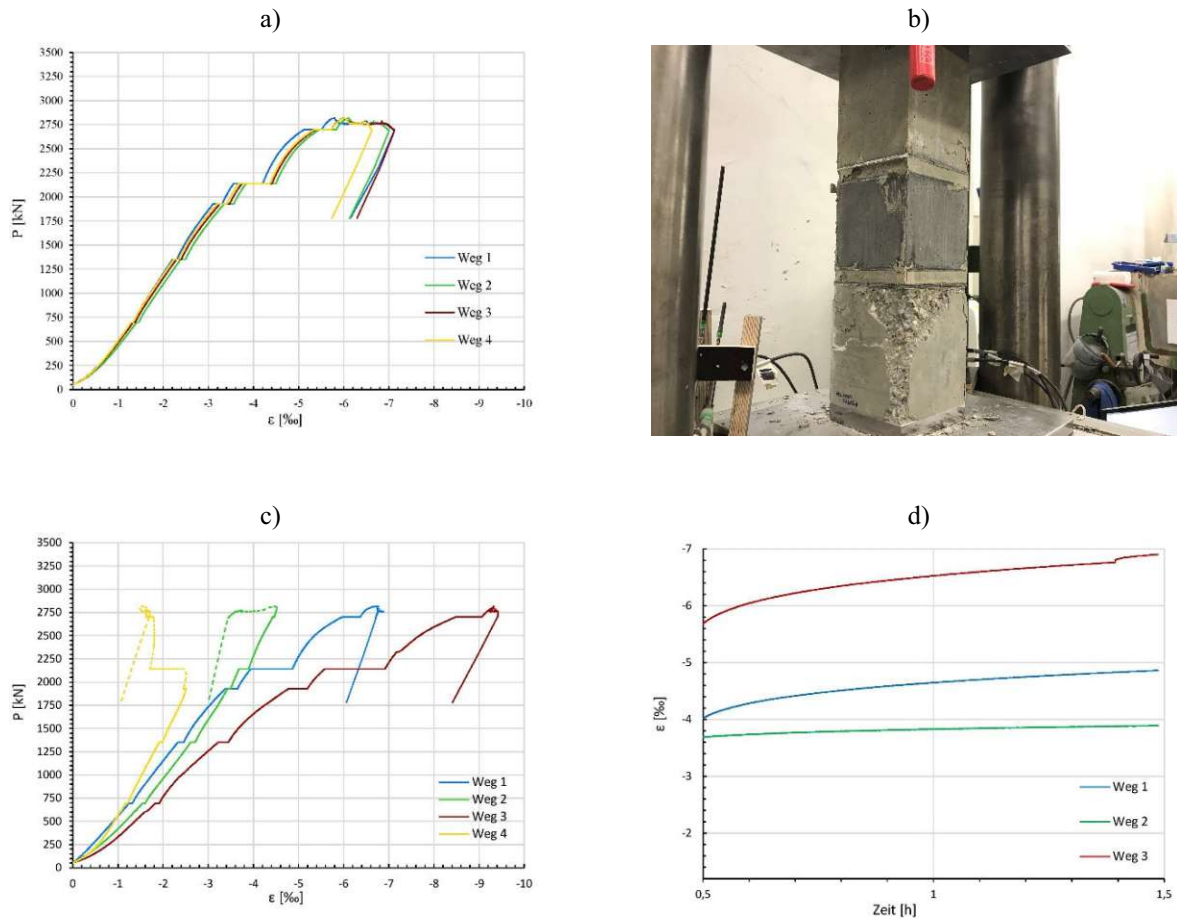


Abb. B. 9: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum 1, a) Kraft-Dehnungsdiagramm des gesamten Stützenknotens, b) Versagensbild, c) Kraft-Dehnungsdiagramm des oberen Stützenstummels, d) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – erste Stunde, e) Kraft-Dehnungsdiagramm des unteren Stützenstummels, g) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – erste Stunde

### B.5.2. Serie 2



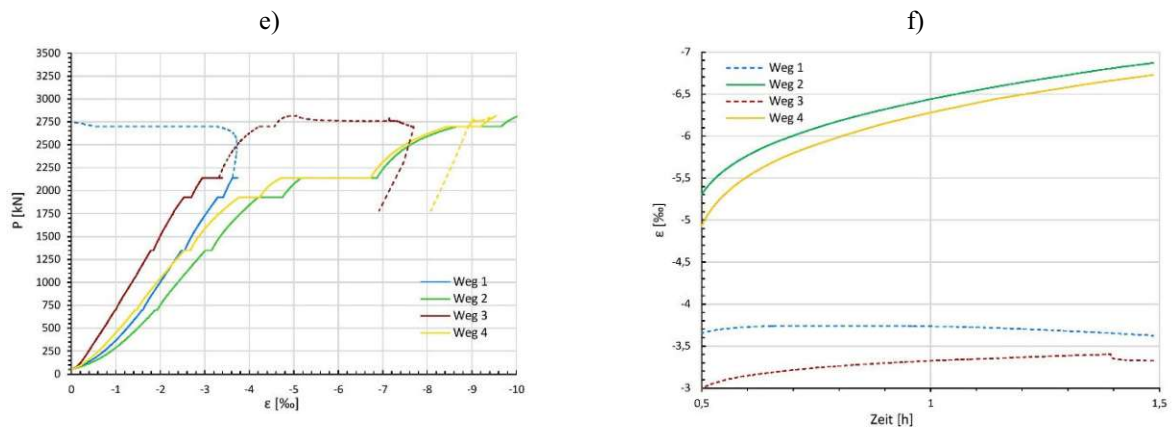
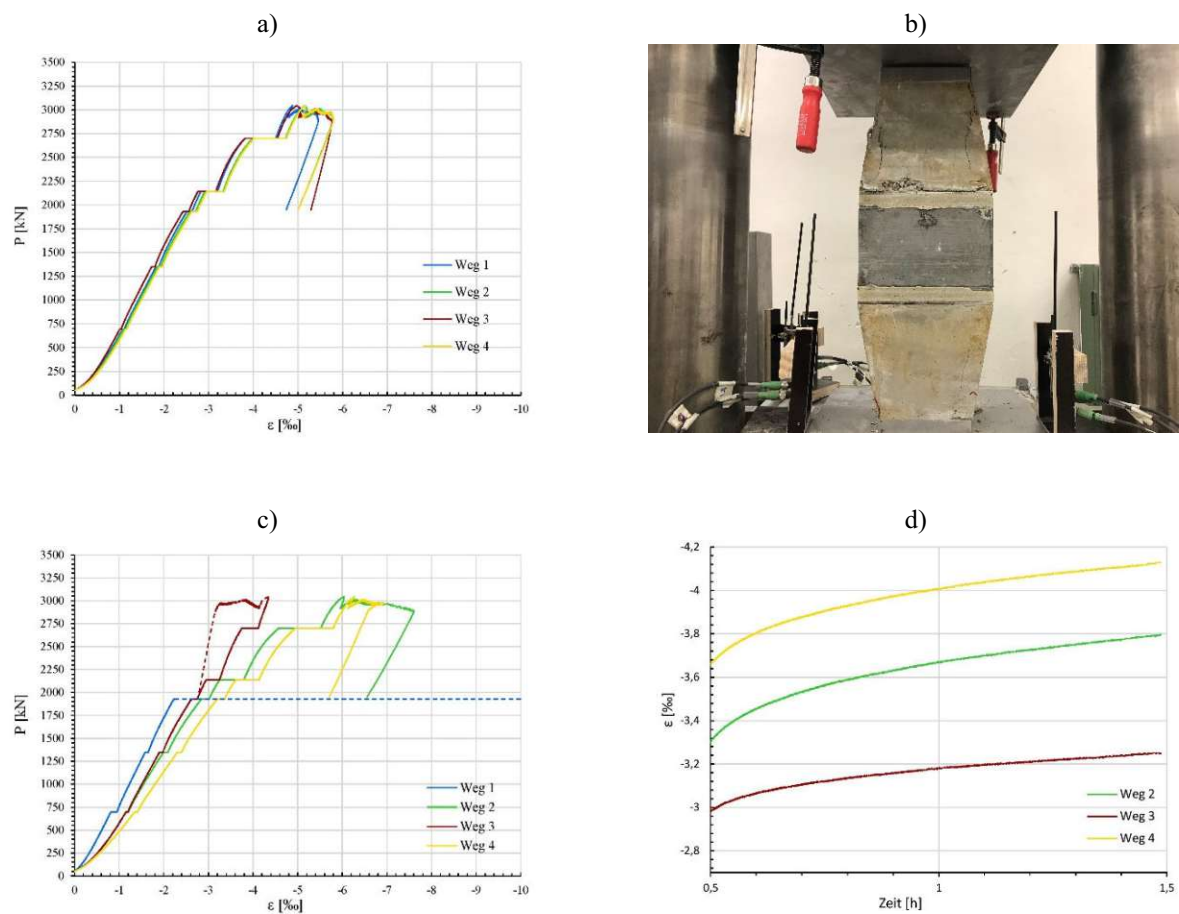


Abb. B. 10: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum 2, a) Kraft-Dehnungsdiagramm des gesamten Stützenknottens, b) Versagensbild, c) Kraft-Dehnungsdiagramm des oberen Stützenstummels, d) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – erste Stunde, e) Kraft-Dehnungsdiagramm des unteren Stützenstummels, g) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – erste Stunde

## B.6. Variante 6: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum und Aufweitung

### B.6.1. Serie 1





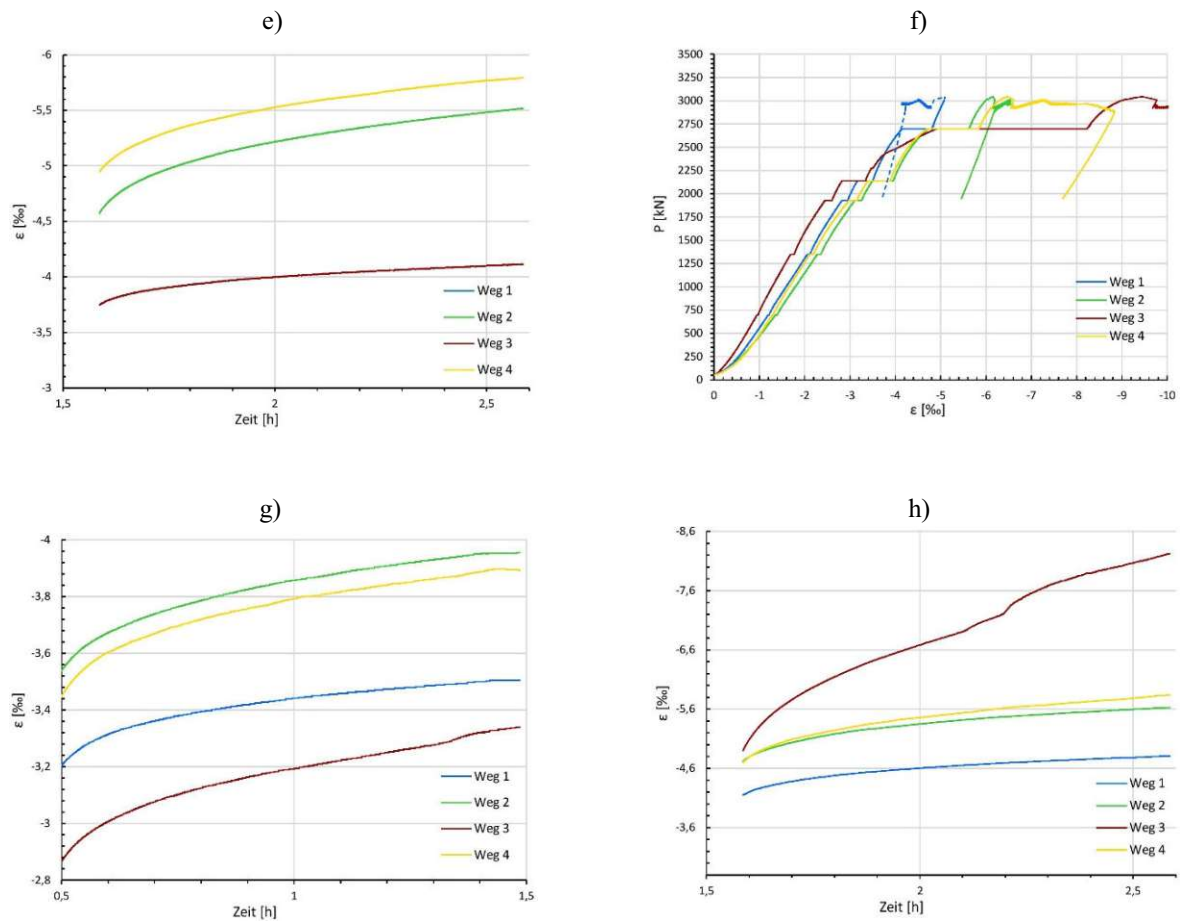
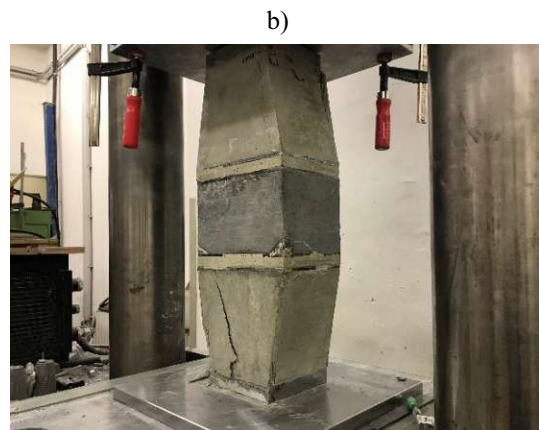
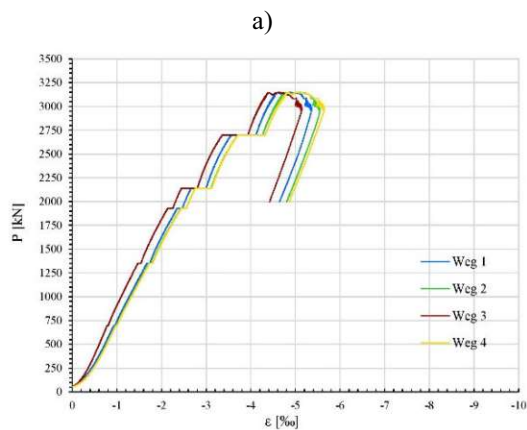


Abb. B. 11: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum und Aufweitung, 1, a) Kraft-Dehnungsdiagramm des gesamten Stützenknotens, b) Versagensbild, c) Kraft-Dehnungsdiagramm des oberen Stützenstummels, d) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – erste Stunde, e) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – zweite Stunde, f) Kraft-Dehnungsdiagramm des unteren Stützenstummels, g) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – erste Stunde, h) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – zweite Stunde

### B.6.2. Serie 2



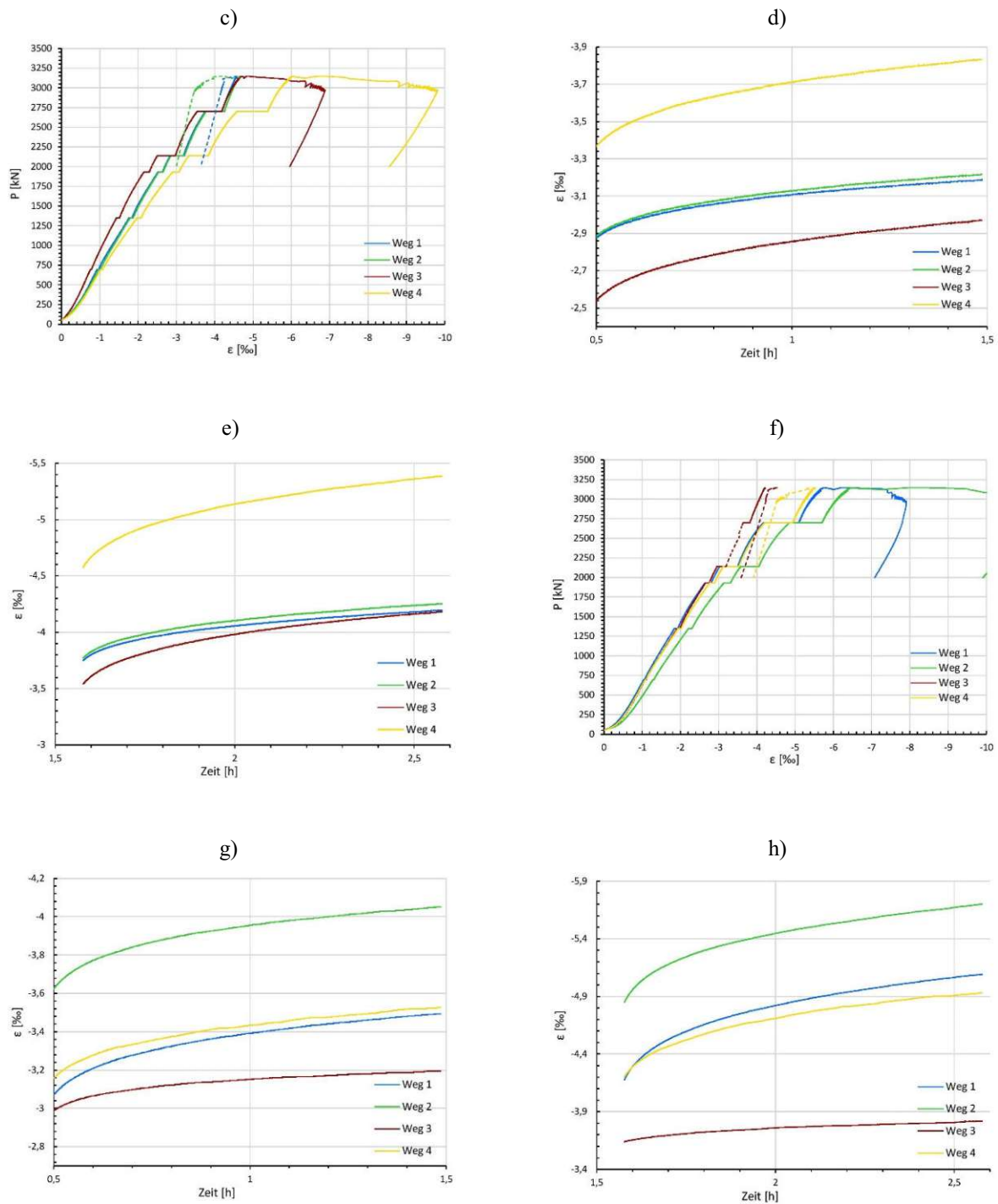


Abb. B. 12: Stumpfstoß mit UHPC-Kontinuum und Aufweitung, 2, a) Kraft-Dehnungsdiagramm des gesamten Stützenknotens, b) Versagensbild, c) Kraft-Dehnungsdiagramm des oberen Stützenstummels, d) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – erste Stunde, e) Kriechkurve des oberen Stützenstummels – zweite Stunde, f) Kraft-Dehnungsdiagramm des unteren Stützenstummels, g) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – erste Stunde, h) Kriechkurve des unteren Stützenstummels – zweite Stunde



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.