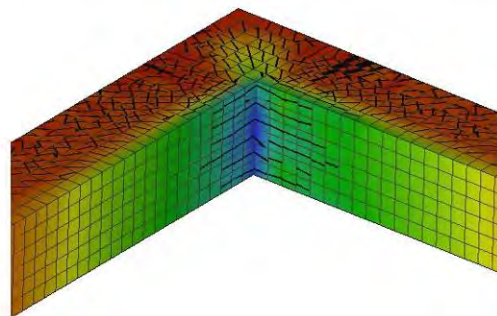
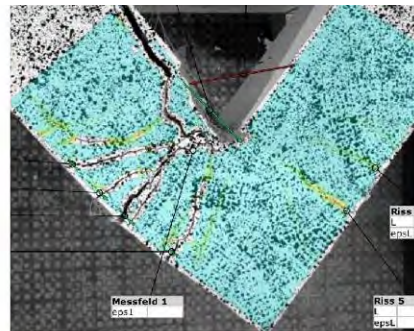


Innovative und wirtschaftliche Rah- meneckbewehrung bei integralen Brücken InnovREckBew

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung 2018
(VIF 2018)

Juni 2021



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Klimaschutz
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Radetzkystraße 2
1030 Wien

 **Bundesministerium**
Klimaschutz, Umwelt,
Energie, Mobilität,
Innovation und Technologie

Österreichische Bundesländer



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-
Aktiengesellschaft
Rotenturmstraße 5-9
1010 Wien



Für den Inhalt verantwortlich:

Universität Innsbruck
Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften
Arbeitsbereich für Massivbau und Brückenbau
Technikerstrasse 13
6020 Innsbruck



BERNARD Gruppe ZT GmbH
Bahnhofstraße 19
6060 Hall in Tirol



STRABAG AG
Ortenburgerstraße 27
9800 Spittal an der Drau



Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Thematische Programme
Sensengasse 1
1090 Wien



Innovative und wirtschaftliche Rah- meneckbewehrung bei integralen Brücken

InnovREckBew

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung
(VIF2018)

AutorInnen:

Dipl.-Ing. Dr. techn. Matthias SPIEGL

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen FEIX

Dipl.-Ing. Lukas PRAXMARER

Dipl.-Ing. Hans-Peter WEISKOPF

Auftraggeber:

Bundesministerium für Klimaschutz

Bundesländer

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Universität Innsbruck, Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften

BERNARD Gruppe ZT GmbH

STRABAG AG

INHALTSVERZEICHNIS

Inhaltsverzeichnis	IV
Ergebnisbericht	1
1 Projektziele	1
2 Grundlagen	3
2.1 Integrale Brücken.....	3
2.2 Rahmenecken.....	4
3 Mögliche Varianten zur Lösung der Aufgabenstellung	6
3.1 Bewehrungstechnik	6
3.2 Übergreifungsstoß	6
3.2.1 Übergreifungsstoß im niedrig belasteten Bereich.....	9
3.2.2 Versetzter Übergreifungsstoß in der Lagerwand.....	10
3.2.3 Übergreifungsstoß direkt im Rahmeneck	10
3.2.4 Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden	12
3.3 Muffenstoß.....	12
3.3.1 Muffenstoß mit Gewindestäben.....	13
3.3.2 Muffenstoß mit aufgeschnittenem Gewinde	15
3.3.3 Pressmuffenstoß	17
3.3.4 Steckmuffenstoß	19
3.3.5 Thermitmuffenstoß.....	21
3.3.6 Sprengmuffenstoß.....	22
3.4 Schweißstoß.....	23
3.5 International verwendete mechanische Verbinder.....	25
3.5.1 Grouted Sleeve Couplers	25
3.5.2 Steel Coupling Sleeve with Wedge	27

3.5.3 Strap-Type Steel Coupling Sleeve	27
3.5.4 Moment Positioning Coupler	28
3.5.5 Wedge-Loc.....	29
3.5.6 Fazit zu international verwendeten mechanischen Verbindern	30
3.6 Spezielle Alternativen	30
3.6.1 Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten.....	30
3.6.2 Verankerung mit außen liegenden Ankerkopfplatten.....	32
3.6.3 Verankerung mit innen liegenden Stahlwinkeln.....	34
3.6.4 Dickere Eckstäbe und Oberflächenbewehrung	34
3.6.5 Seilbewehrung.....	35
3.6.6 Generelle Anmerkung zum Versetzen der Stöße mit mechanischen Verbindungselementen.....	36
3.7 Muffenpreise.....	37
3.8 Erfahrungen mit Rahmenecken der Firma STRABAG.....	39
3.8.1 Ausgeführte Rahmenecken.....	39
3.8.2 Befragung von Polieren.....	40
3.9 Erfahrungen mit der Ausführung von Rahmenecken im Straßennetz der Bundesländer	43
3.9.1 Ausgeführte Rahmenecken des Landes Niederösterreich	43
3.9.2 Ausgeführte Rahmenecken des Landes Vorarlberg.....	47
3.10 Erfahrungen von Biegebetrieben mit Muffen und Schweißen	48
3.10.1 ARGE Baustahl Blasy Neptun	48
3.11 Erfahrungen mit Schalungsbau bei monolithischen Bauwerken.....	50
3.11.1 DOKA Österreich.....	50
4 Bewertung der Ausführungsvarianten.....	52
4.1 Optimierung des Übergreifungsstoßes	52
4.2 Wirtschaftlichkeitsanalyse.....	54
4.3 Bewertungsmatrix und Beurteilung.....	58

5 Versuchsstände und Versuche aus der Literatur.....	61
5.1 Rahmenversuche von Twelmeier und Bauch	61
5.2 Rahmenversuche von Stroband und Kolpa	62
5.3 Rahmeneckversuche von Stucki und Thürlimann.....	63
5.4 Rahmeneckversuche von ZouZou und Haldane.....	64
5.5 Rahmeneckversuche von Johansson.....	65
5.6 Rahmeneckversuche von Swann	66
5.7 Rahmeneckversuche von Mayfield, Kong, Bennison und Davies.....	67
5.8 Rahmeneckversuche von Kemp und Mukherjee	68
5.9 Rahmeneckversuche von Lou, Durrani, Bai und Yuan	68
5.10 Rahmeneckversuche von Akkermann und Eibl.....	69
6 Durchgeführte Rahmeneckversuche.....	73
6.1 Versuchsprogramm	73
6.2 Versuchsstand.....	76
6.2.1 Messsystem	78
6.3 Vorversuch.....	81
6.3.1 Bewehrungspläne.....	82
6.3.2 Schalungsbau	83
6.3.3 Bau des Bewehrungskorbes	84
6.3.4 Betonage.....	84
6.3.5 Ausbildung der Betonierfuge	85
6.3.6 Versuchsdurchführung	86
6.3.7 Ergebnisse	87
6.4 Hauptversuche.....	89
6.4.1 Schalung der Versuchskörper	89
6.4.2 Bewehrung der Versuchskörper	91
6.4.3 Betonage.....	101

6.4.4 Durchführung und Ergebnisse der Hauptversuche	104
6.5 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den Laborversuchen	114
7 Numerische Untersuchungen	116
7.1 Grundlagen für die numerische Untersuchung	116
7.2 Modell mit durchgehender Biegezugbewehrung (Grundmodell – Variante P01)	116
7.2.1 Vernetzung der Rahmenecken.....	116
7.2.2 Materialmodell für den Beton	117
7.2.3 Materialmodell für die Lastverteilplatten.....	118
7.2.4 Modellierung der Bewehrung	119
7.2.5 Lagerungsbedingungen.....	119
7.2.6 Verwendete Parameter für Beton und Bewehrungsstahl.....	121
7.3 Prognosen mit dem Grundmodell – Versuche P01.....	123
7.4 Untersuchte Varianten	128
7.4.1 Versuche P02 – Übergreifungsstoß im Schenkel.....	128
7.4.2 Versuche P03 – Muffenstoß.....	134
7.4.3 Versuche P04 – Übergreifungsstoß im Eck mit ebener Fuge.....	139
7.4.4 Versuche P05 – Übergreifungsstoß im Eck mit z-förmiger Fuge.....	145
7.4.5 Versuch P06 – Übergreifungsstoß mit unsymmetrischer Schlaufe	151
7.4.6 Versuch P07 – außenliegende Verankerung.....	156
7.5 Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und Simulation	162
7.5.1 Vergleich der Traglasten	162
7.5.2 Vergleich der Steifigkeiten.....	163
7.5.3 Vergleich der Riss- und Versagensbilder	164
7.5.4 Vergleich des Bewehrungsverhaltens	166
7.6 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den numerischen Untersuchungen	167
8 Abschließende Bewertung	168
8.1 Abschließende Betrachtungen zu den Versuchsergebnissen.....	168
8.2 Abschließende Betrachtungen zur Wirtschaftlichkeitsanalyse.....	171

8.3 Abschließende Bewertung der Alternativen	172
8.3.1 Detaillierte Endbewertung der Alternativen	177
9 Zusammenfassung und Ausblick	191
9.1 Zusammenfassung	191
9.2 Ausblick	193
Literatur	194
Abbildungsverzeichnis	198
Tabellenverzeichnis	218
A. Anhang: Muffenpreise	222
B. Anhang: Zulassungen für Muffensysteme	226
C. Anhang: Entwicklung der Bewertungsmatrix	232
Bewertung der Alternativen	235
D. Untersuchungen zum Schlaufenstoß	254
E. Anhang: Detaillierte Dokumentation der Versuche	260
E.1 Versuchsreihe P01 – Versuche mit durchgehender Biegezugbewehrung	261
Versuch P01-01	261
Versuch P01-02	266
Versuch P01-03	271
E.2 Versuchsreihe P02 – Versuche mit Übergreifungsstoß im Lager- oder Widerlagerschenkel	277
Versuch P02-01	277
Versuch P02-02	282
Versuch P02-03	288

E.3 Versuchsreihe P03 – Versuche mit Muffenstoß.....	293
Versuch P03-01	293
Versuch P03-02.....	298
Versuch P03-03.....	303
E.4 Versuchsreihe P04 – Versuche mit Übergreifungsstoß im Eck	308
Versuch P04-01	309
Versuch P04-02.....	313
Versuch P04-03.....	318
E.5 Versuchsreihe P05 – Versuche mit Übergreifungsstoß im Eck und z-Fuge .	323
Versuch P05-01	324
Versuch P05-02.....	329
Versuch P05-03.....	334
E.6 Versuch P06-01– Versuch mit unsymmetrischem Schlaufenstoß	339
E.7 Versuch P07-01– Versuch mit Eckpanzerung	344
F. Dokumentation der geometrischen Parameter.....	350
Dokumentation der Betondeckungen der Biegezugbewehrung.....	350
Dokumentation der Betondeckungen der Bügel.....	353
Dokumentation der DMS-Positionen	357

ERGEBNISBERICHT

1 PROJEKTZIELE

Bei der Ausführung von integralen Brücken bzw. Rahmenbrücken hat sich gezeigt, dass sich im Rahmeneck große Bewehrungskonzentrationen ergeben. Üblicherweise werden die Widerlagerwände als ein Betonierabschnitt erzeugt und die Platte darauf als eigener Abschnitt. Damit müssen die erdseitig aus der Widerlagerwand aufgehenden Stäbe der Eckbewehrung bereits in der zuerst betonierten Widerlagerwand vorhanden sein. Die Eckbewehrung wird in der Platte gestoßen und muss daher in die noch nicht betonierte Platte hinausragen, siehe Abbildung 1. Die Stäbe stehen damit weit ins Baufeld hinaus und verringern für die weitere Arbeit den Arbeitsraum. Der Stoß erfolgt üblicherweise durch Überlappung und macht daher die weit auskragenden Stäbe erforderlich. Zusätzlich sind zur Abdeckung der erforderlichen Bewehrungsquerschnitte meist mehrlagige Bewehrungsführungen nötig, was den Arbeitsraum weiter einschränkt. Die Verlegung der Bewehrung erfolgt damit in der Platte in umgekehrter Reihenfolge, was, gepaart mit dem reduzierten Arbeitsraum, eine zusätzliche Herausforderung darstellt.



Abbildung 1: Auskragende Rahmeneckbewehrung einer im Bau befindlichen Brücke (entnommen aus [1]).

Ziel des Forschungsprojektes ist die Findung eines innovativen und wirtschaftlichen Konzeptes zur Vermeidung dieser Konzentrationen. Dazu soll ein Konzept zur Bewehrung von Rahmenecken bei integralen Brücken entwickelt werden, das die Ausführung erleichtert, konstruktive sowie statische Verbesserungen bewirkt, die Arbeitssicherheit erhöht, die Ausführungszeit reduziert und dabei gleichzeitig wirtschaftlich ist. Zur Verringerung der Bewehrungskonzentrationen steht von der Optimierung des Übergreifungsstoßes bis zu dessen Ersatz mit mechanischen Verbindungsmitteln eine Vielzahl von bereits bestehenden Möglichkeiten zur Verfügung. Diese bestehenden und auch neu erdachte Lösungen sollen durch eine umfangreiche Bestandsanalyse, die sowohl statisch konstruktive wie auch baupraktische und innovative Möglichkeiten aufzeigt, erfasst und verglichen werden. Nach Auswertung der Vor- und Nachteile der verschiedenen Varianten soll ein Variantenentscheid als Grundlage für durchzuführende Laborversuche, numerische Untersuchungen und Wirtschaftlichkeitsanalysen gefällt werden. Als Ergebnis soll ein praxistaugliches Konzept vorliegen, das sowohl in der Planung als auch in der Ausführung zu Verbesserungen führt.

2 GRUNDLAGEN

2.1 Integrale Brücken

Integrale Brücken sind dadurch gekennzeichnet, dass der Überbau, im Gegensatz zu konventionellen Brücken, monolithisch mit dem Unterbau verbunden ist. Abbildung 1 zeigt eine integrale Brücke im Schnitt und verschiedene Ausführungen für die Eckbereiche. Besonderes Augenmerk ist bei der Planung einer integralen Brücke auf den Verbindungsbereich des Widerlagers mit dem Überbau zu legen [2]. Die monolithische Verbindung ohne Lager und Dehnfugen erzeugt ein statisch unbestimmtes System, welches die besondere Betrachtung von Längenänderungen erfordert. Diese werden durch Temperatur, Schwinden, Kriechen und Boden-Bauwerks-Interaktionen hervorgerufen. Die dabei entstehenden Zwangsschnittgrößen hängen vor allem vom Steifigkeitsverhältnis von Ober- zu Unterbau ab, aber auch von der Bauwerksgeometrie und den Baugrundverhältnissen. Nach [2] liegen die Vorteile dieser Konstruktion im Entfall von Lagern und Übergangskonstruktionen, in den geringen Unterhaltskosten, den Tragreserven des statisch unbestimmten Systems, der einfachen Bauausführung und dem erhöhten Fahrkomfort. Nachteilig sind hingegen die aufwändige Bemessung, die entstehenden Zwangsschnittgrößen, der Aufwand zur genauen Parameterermittlung für die Berechnung und der große Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion.

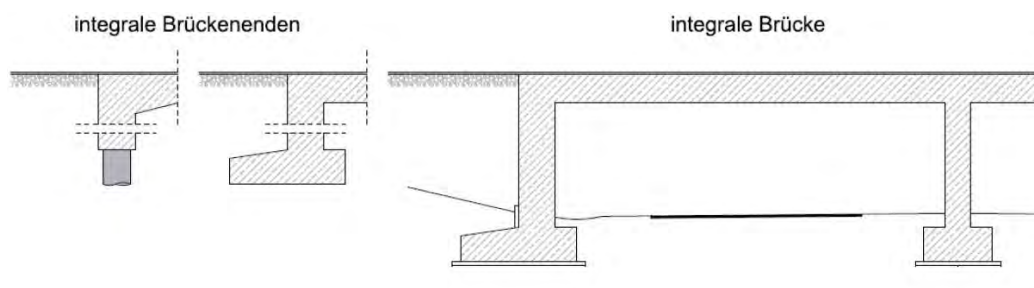


Abbildung 2: Integrale Brücke mit verschiedenen Endausführungen (entnommen aus [2]).

Besonderes Augenmerk ist bei der Planung einer integralisierten Brücke auf den Verbindungsbereich des Widerlagers mit dem Überbau zu legen. Beim dabei ausgeführten Rahmeneck werden die eingangs beschriebenen Probleme bei der Bewehrungsführung schlagend.

2.2 Rahmenecken

Für das vorliegende Problem der Rahmenecke bei integralen Brücken sind vor allem jene mit schließendem Moment von Bedeutung.

Allgemein gibt die RVS 15.02.12 [3] vor, dass die konstruktive Ausführung der Rahmenecke möglichst einfach zu erfolgen hat. Zur Sicherstellung ausreichender Duktilität sollten maximal 2-lagige Längsbewehrungsführungen vorgesehen werden, wobei der Bewehrungsgrad höchstens 0.8 % betragen sollte. Mittels Voute kann der innere Hebelsarm vergrößert und die Menge der benötigten Bewehrung reduziert werden. Um Spaltproblemen vorzubeugen ist die außen liegende Eckbewehrung mit ausreichend großem Biegeradius um das Eck zu führen.

Zur Ausführung von Rahmenecken wurden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Exemplarisch seien hier die von Kordina und Wiedemann [4] und Akkermann und Eibl [5] erwähnt. Bei Rahmenecken handelt es sich um sogenannte Diskontinuitätsbereiche, in denen die Dehnungen nichtlinear verteilt sind und nicht von einem Ebenbleiben der Querschnitte ausgegangen werden kann. Kordina [4] beschreibt, dass es bei einer Rahmenecke unter schließendem, also negativem Moment zu einer starken Druckspannungskonzentration im Bereich der einspringenden Ecke kommt. Bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit stellt sich ein Riss entlang der Eckdiagonale ein, siehe Abbildung 3 links. Besonders im Nahbereich der einspringenden Ecke kommt es zu einer starken Umlenkung der Spannungstrajektorien, siehe Abbildung 3 rechts. Entsprechend der Spannungsverteilung muss eine geeignete Bewehrungsführung gefunden werden.

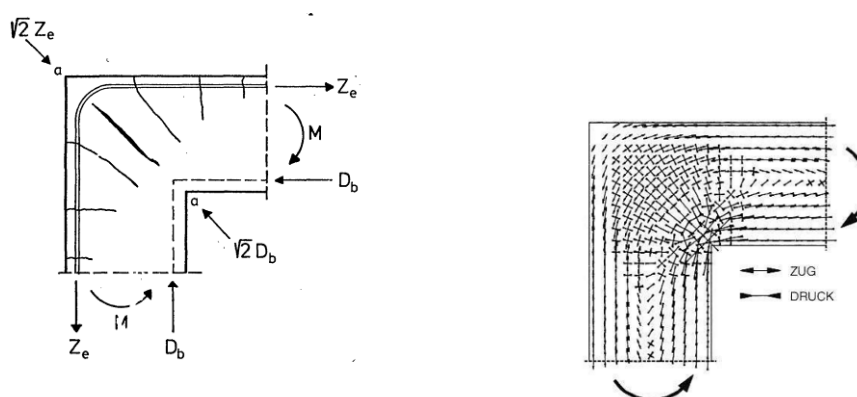


Abbildung 3: Rahmeneck unter negativer Momentenbelastung mit Rissbild (links), entnommen aus [4]) und Trajektorienbild der Spannungen (rechts, entnommen aus [5]).

Akkermann und Eibl [5] beschreiben, dass sich bei Belastung durch ein negatives Moment am Innenrand der Ecke Druckspannungen ausbilden, während die Aussenseite

durch Zugspannungen belastet wird. Bei der inneren Ecke tritt eine Singularität des Spannungsfeldes auf, die Dehnungen sind über den Querschnitt nichtlinear verteilt und die Nulllinie weicht von der Systemlinie ab. Spannungsverteilungen nach der Elastizitätstheorie haben nur im ungerissenen Zustand Gültigkeit, siehe Abbildung 4 links. Überschreiten die Zugspannungen am Bauteilrand die Betonzugfestigkeit, so kommt es zur Rissbildung und damit zur Umlagerung von Spannungen. Dadurch entsteht das in Abbildung 4 rechts dargestellte Dehnungsbild. Die Zugdehnungen lokalisieren sich in den Rissen und werden von der Bewehrung aufgenommen.

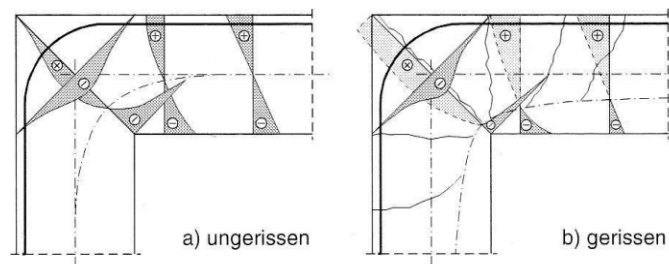


Abbildung 4: Spannungsverteilung im ungerissenen Zustand (links) und im gerissenen Zustand (rechts) (entnommen aus [5]).

Die Anordnung einer Voute bewirkt die Vergrößerung des inneren Hebelsarmes und gleichzeitig eine weniger scharfe Umlenkung der Kräfte um das innere Eck, also einer Abschwächung der Singularität. Der durch Voutung erreichbare, homogenere Trajektorienverlauf ist in Abbildung 5 links dargestellt. Durch die Anordnung der Voute vergrößert sich der innere Hebelarm und damit die Stahldehnung. Damit wird weniger Bewehrung erforderlich, siehe Abbildung 5 rechts.

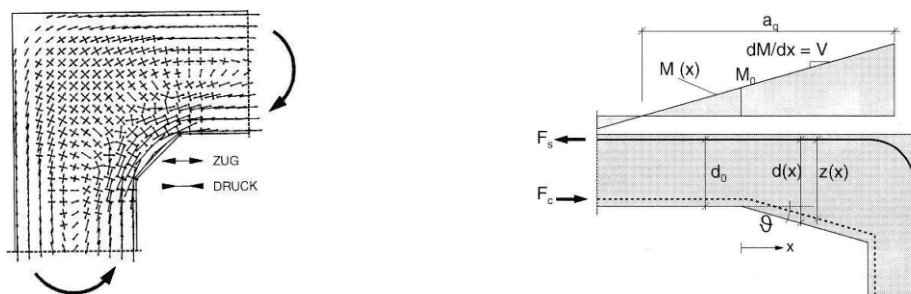


Abbildung 5: Spannungstrajektorien (links) und Änderung des inneren Hebelsarmes (rechts) bei Anordnung einer Voute (entnommen aus [5]).

Bei der Ausführung von Rahmenecken unter schließendem Moment werden üblicherweise, wie auch beim vorliegenden Problem der integralen Brücke, zwischen Stiel und Eckbereich Betonierfugen vorgesehen.

In der Praxis kommt es häufig vor, dass jeder Bearbeiter eine eigene Version eines Details ausarbeitet. Das führt dazu, dass nicht immer die beste und effizienteste Lösung zur Ausführung kommt. Hennecke und Mölten [6] beschreiben, dass eine Standardisierung von Bauwerken bzw. von Details, ähnlich dem Maschinenbau, zu effizienteren Planungsprozessen, gleichbleibender Planungsqualität, Ausführungssicherheit und damit auch zu erhöhter Langlebigkeit der Bauwerke führt.

3 MÖGLICHE VARIANTEN ZUR LÖSUNG DER AUFGABENSTELLUNG

3.1 Bewehrungstechnik

Die Länge von auf die Baustelle lieferbaren Bewehrungsstäben ist in der Regel begrenzt. Stabstahl wird im Werk bis zu Längen von 18 m hergestellt. Längen bis 30 m können bei entsprechender Abnahmemenge geliefert werden. Über 18 m Länge wird ein Sondertransport notwendig. Abhilfe kann dabei die auf Ringen, sogenannten Coils, aufgerollte Bewehrung schaffen. Diese hat allerdings in der Regel nicht mehr als 14 mm Durchmesser und muss auf der Baustelle erst gerade gerichtet werden [7]. Um trotz der Längensbeschränkungen durchgehende Bewehrungsnetze und -körbe herzustellen, werden die Stäbe miteinander verbunden. Das geschieht im einfachsten und üblichen Fall mit dem Übergreifungsstoß [8]. Die Stäbe werden dabei nebeneinandergelegt und die Stabkräfte können über Verbundwirkung von einem Stab über den Beton in den anderen Stab übertragen werden. Dadurch wird im Stoßbereich allerdings eine hohe Konzentration von Bewehrung erzeugt. Zur Verringerung der Bewehrungskonzentrationen steht von der Optimierung des Übergreifungsstoßes bis zu dessen Ersatz mit mechanischen Verbindungsmitteln eine Vielzahl von Möglichkeiten zur Verfügung.

3.2 Übergreifungsstoß

Die Verbundwirkung zwischen Bewehrungsstahl und Beton setzt sich aus drei Anteilen zusammen:

- Haftung
- Reibung
- Verzahnung

Die Haftwirkung ist von geringer Bedeutung und kann insbesondere bei zyklischer Belastung schnell verloren gehen. Die Reibung wiederum ist von der Oberflächenbeschaffen-

heit (Rauigkeit) und vorhandener Querpressung abhängig. Das Vorhandensein der Reibung kann nicht als sicher angenommen werden. Maßgebende Größe für den Verbund ist daher die Verzahnung zwischen den Betonstahlrippen und dem umgebenden Beton. Er wird von der Rippengeometrie, der Betondeckung, der Betonqualität sowie der Lage des Stabes im Bauteil beeinflusst. Der Verbund kann durch Abscheren der Betonkonsolen zwischen den Rippen des Bewehrungsstabes verloren gehen. Ebenso führen zu kleine Betondeckungen dazu, dass die vom Beton aufnehmbare Zugspannungen im Betonzugring überschritten werden und Spaltrisse auftreten. Darüber hinaus kann es insbesondere bei kleinen Bauteilen bei randnahen Stäben infolge von Betonsetzungen (Verdichten) zu Fehlstellen unter den Stäben kommen. Diese führen zu verminderter Verbundwirkung. Der Übergreifungsstoß ist die am häufigsten angewandte Verbindung von zwei zug- oder druckbeanspruchten Stäben [8]. Die Stäbe werden dabei nebeneinander gelegt und die Stabkräfte werden durch Verbundwirkung von einem Stab über den Beton in den anderen Stab übertragen. Die Länge dieser Übergreifung hängt von Faktoren wie der Betongüte, dem Stabdurchmesser oder dem Anteil von in einem Querschnitt gestoßenen Stäben ab. Wie Abbildung 6 links zeigt, entstehen dabei Querdruck- und Querkzugkräfte, die konzentriert vor allem an den Stabenden auftreten. Nach [9] können die Druckkräfte in den Druckdiagonalen in der Regel problemlos aufgenommen werden. Die durch die Zugkräfte im Beton hervorgerufenen Zugspannungen erzeugen Längsrisse, wenn sie die Betonzugfestigkeit überschreiten. Dabei werden die Stäbe auseinandergeschoben und der Stoß versagt. Eine Querbewehrung ist daher unerlässlich für die Aufnahme dieser Querkzugkräfte. Ein Übergreifungsstoß ist stets eine Schwachstelle im Bauwerk und darf daher nicht in Bereichen hoher Belastung angeordnet werden. Abbildung 6 rechts zeigt die Ausbreitung der Verbundspannungen rund um den Zugstab. Beim Übergreifungsstoß ist diese Spannungsausbreitung eingeschränkt, da der wirksame Umfang der Stäbe verringert ist. Daher muss die Übergreifungslänge auch größer sein als die Verankerungslänge eines Einzelstabes. Besonders die Nähe zur Betonoberfläche führt zu einer zusätzlichen Verringerung des wirksamen Umfanges. Die Lage der Stöße sollte stets in gering beanspruchten Bereichen des Bauteiles erfolgen. Der Anteil an gestoßener Bewehrung ist dabei insgesamt und insbesondere in einem Querschnitt so gering als möglich zu halten. Der Übergreifungsstoß ist der am einfachsten auszuführende Stoß, da er lediglich das Nebeneinanderlegen der Stäbe bedingt. Dadurch wird im Stoßbereich allerdings eine hohe Konzentration von Bewehrung erzeugt. Gerade im Brückenbau ist ein 100 %-Stoß nicht erlaubt. Auch versucht man den Raster der Stabteilung nicht unter 15 cm zu wählen,

weil es sonst im Stoßbereich zu sehr engen Stababständen kommt. Wenn dann noch mehrlagige Bewehrungsführungen ausgeführt werden, stellen sich durch den Versatz der Stöße schnell große Überstandslängen der Eckbewehrung ein.

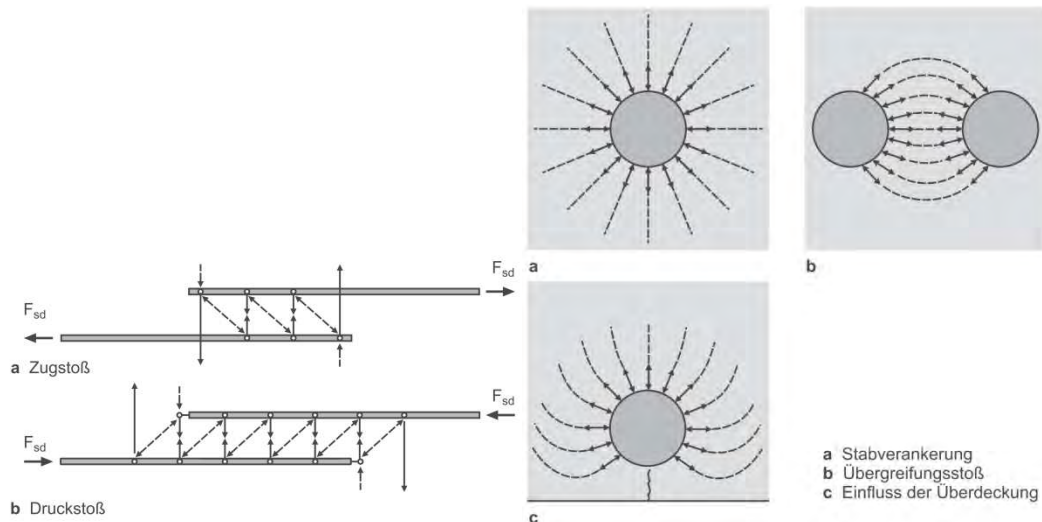


Abbildung 6: Kraftfluss beim Übergreifungsstoß(links) und wirksamer Stabumfang (rechts) (entnommen aus [8]).

In der aktuellen Ausgabe der ÖNORM B 1992-2:2019-05 wird unter Punkt 10.1.5 Stöße von Stahleinlagen folgendes definiert:

„Übergreifungsstöße der für die Sicherstellung der Tragfähigkeit bei Biegung nötigen Bewehrung in Brückenüberbauten sollten möglichst vermieden werden, es dürfen jedenfalls maximal 50 % des Bewehrungsquerschnittes jeder Lage an einer Stelle gestoßen werden.“

Stöße der Bewehrung für den Anschluss von Stützen und Widerlagern, an Fundamenten und Überbauten (z.B. Rahmenecken), sowie in Stützen und Widerlagern selbst, dürfen als Vollstoß ausgeführt werden.

Alle Druckstäbe dürfen in einem Querschnitt ohne Längsversatz gestoßen werden (Vollstoß).“

Die EN1991-1-1 Pkt 8.7.2 (4) erachtet einen 100%-Stoß bei einer üblichen 2 lagigen (mehrlagige) Rahmeneckbewehrung nicht als zulässig. Gemäß der obigen Formulierung aus ÖNORM B 1992-2:2019-05 kann ein 100 %-Stoß in Rahmenecken zulässig sein. Ob sich ein solcher Stoß, angesichts der ohnehin hohen Bewehrungsgrade umsetzen lässt ist

jedoch in jedem Fall von den Details und Randbedingungen des jeweiligen Rahmenecks abhängig.

Abbildung 7 zeigt günstige und ungünstige Varianten von Versätzen bei Stößen. Bei ungünstiger Wahl des Stoßversatzes überlagern sich die Spannungsspitzen und es können große Rissweiten im Bereich des Versatzes auftreten.

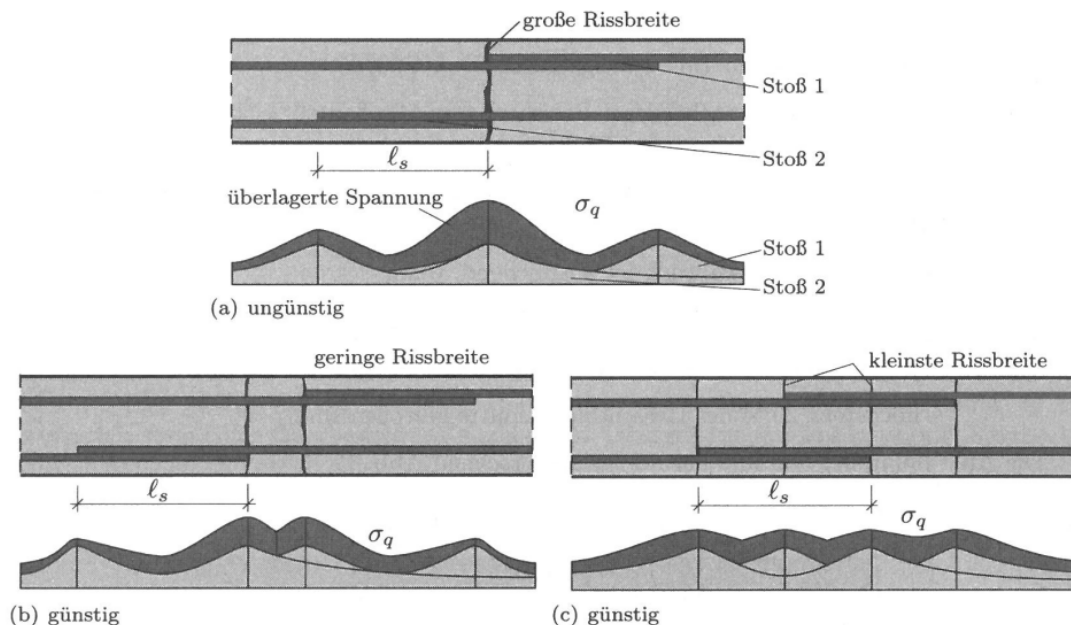


Abb. 12.14: Versetzungen von Stößen mit Verlauf der Verbundspannungen

Abbildung 7: Günstige und ungünstige Versetzung von Stößen (entnommen aus [9]).

Der Übergreifungsstoß wird wie beschrieben in der Regel in den gering belasteten Bereich eines Bauteils gelegt. Zu dieser Positionierung gibt es jedoch auch noch mehrere Alternativen. Im Folgenden werden einige dieser Varianten vorgestellt und kurz beschrieben. Dabei werden auch die markantesten Vor- und Nachteile der jeweiligen Ausführungsvariante aufgelistet.

3.2.1 Übergreifungsstoß im niedrig belasteten Bereich

Bei dieser Variante handelt es sich um den unter Punkt 3.2 allgemein beschriebenen Übergreifungsstoß. Dieser ist einerseits einfach auszubilden und hat sich andererseits als die gängige Variante auf dem Markt bewährt. Gleichzeitig führt er zu jenen Problemen, die diesem Projekt zugrunde liegen. So ergeben sich mitunter weit auskragende Stäbe, welche zu einer Verminderung des Arbeitsraumes führen und Spezialkonstruktionen für die Rückhängung erforderlich machen. Zusätzlich muss die Platte in umgekehrter Reihenfolge betoniert werden und ein großer Teil der Bewehrungsarbeiten muss unter den auskra-

genden Stäben und damit unter überhängenden Lasten erfolgen. Tabelle 1 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile dieser Variante zusammen.

Tabelle 1: Vor- und Nachteile des Übergreifungsstoßes im niedrig belasteten Bereich.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Stoß einfach auszubilden • Bewährte Variante
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Weit auskragende Stäbe (abhängig von Konstruktion) • Verminderter Arbeitsraum • Spezialkonstruktionen für Hochhängen der Bewehrung erforderlich (abhängig von Konstruktion) • Platte muss in umgekehrter Reihenfolge bewehrt werden • Arbeit unter überhängenden Lasten

3.2.2 Versetzter Übergreifungsstoß in der Lagerwand

Grundsätzlich besteht die Möglichkeit die Betonierfuge in die Lagerwand zu versetzen. Dadurch wird der Diskontinuitätsbereich des Rahmenecks unter einmal betoniert und der Übergreifungsstoß wird in der Widerlagerwand ausgeführt. Die Eckbewehrung wird dabei von oben eingebaut. Es können Probleme beim Toleranzausgleich auftreten. Durch das Versetzen der Fuge und das Verschieben des Stoßes in die Lagerwand rücken die auskragenden Stäbe näher an das Eck heran. Gleichzeitig kann die Platte in der richtigen Reihenfolge, also von unten nach oben bewehrt werden. Die versetzte Fuge führt dabei jedoch zu einem höheren Schalaufwand und eventuell zur Einschränkung des Arbeitsraumes. Tabelle 2 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile dieser Variante zusammen. Im Grenzfall kann die Fuge bis zur Oberkante des Fundamentes hinunter verschoben und so eine monolithische Ausführung angestrebt werden.

Tabelle 2: Vor- und Nachteile des in die Lagerwand versetzen Übergreifungsstoßes.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Stoß rückt auf die andere Seite des Ecks – geringere Auskragung • Eck unter einmal betonierbar • Platte kann in richtiger Reihenfolge bewehrt werden
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Schalung muss mehrteilig gebaut werden • Arbeitsraum eventuell eingeschränkt

3.2.3 Übergreifungsstoß direkt im Rahmeneck

Der Übergreifungsstoß wird bei dieser Ausführung direkt ums Rahmeneck geführt. Er rückt damit in den Bereich der höchsten Belastung. Dies steht an sich im Widerspruch zur in Abschnitt 3.2 beschriebenen Platzierung im gering belasteten Bereich. Dass die Positionierung direkt im Rahmeneck eine vielversprechende Variante ist wurde in Laborversuchen getestet. Untersuchungen zu derartigen Stößen wurden beispielsweise von Plos in [10] durchgeführt. Dabei wurden drei statisch geprüfte Stahlbetonrahmen getestet, deren

Geometrie und Bewehrung an jene von Rahmenbrücken angelehnt waren. In sieben Rahmeneckversuchen wurde der Einfluss zyklischer Belastungen auf das neue Bewehrungskonzept getestet. Normative Grundlage für die Auslegung der Bewehrung bildete die schwedische Betonnorm BBK 79. Es konnten keine nennenswerten Nachteile bei Ausführung eines Stoßes im direkten Eckbereich festgestellt werden. Ob das auch für große Rahmenecken und große Kräfte gilt ist fraglich und sollte in weiteren Versuchen untersucht werden. Abbildung 8 zeigt links einen der Versuchskörper von Plos und rechts einige Eckdetails der geprüften Versuchskörper. Eine genaue Beschreibung der Untersuchungen kann [10] entnommen werden.

Tabelle 3: Vor- und Nachteile des Übergreifungsstoßes direkt im Eck.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Bewehrungsstäbe werden kürzer • Arbeitsraum besser zugänglich und Sicherheit für Arbeiter erhöht
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Bewehrungskonzentration im Eckbereich • Platte wird auch hier in umgekehrter Reihenfolge bewehrt • Arbeit unter überhängenden Stäben

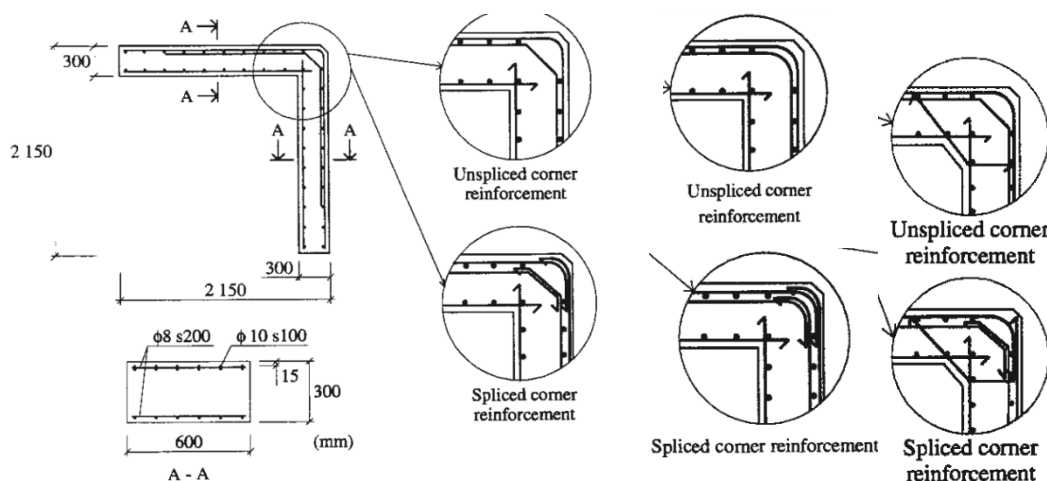



Abbildung 8: Überblick über die Rahmeneckversuche mit Eckstoß (entnommen aus [10]).

Die Positionierung des Stoßes direkt im Rahmeneck ermöglicht es deutlich kürzere Auskragungslängen zu erreichen. Dadurch kann der Arbeitsraum besser zugänglich gemacht werden und die Sicherheit der Arbeiter erhöht sich. Allerdings führt diese Ausführungsvariante zu einer hohen Bewehrungskonzentration im Eckbereich und die Arbeiten erfolgen weiterhin teils unter überhängenden Stäben. Auch die Reihenfolge des Einbaus der Bewehrungsstäbe bleibt gleich wie beim herkömmlichen Übergreifungsstoß. Tabelle 3 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile dieser Variante zusammen.

3.2.4 Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden

Durch eine umgekehrte Herstellung des Bauwerkes kann das Bewehren der Platte in richtiger Reihenfolge, von unten nach oben erfolgen. Daraus ergibt sich eine höhere Sicherheit für die Arbeiter. Erst unter dem fertig hergestellten Überbau werden die Lagerwände errichtet. Das Lehrgerüst muss darauf ausgelegt sein die Lasten der Brückenplatte alleine zu tragen und die lagerrichtige Positionierung der Bauteile wird erschwert. Zusätzlich müssen die Eckbewehrung durch die Schalung der Tragwerkplatte geführt werden. Dies bedeutet höheren Schalaufwand und bedarf einer durchdachten Lösung für die Abdichtung der Durchdringungen.

Tabelle 4: Vor- und Nachteile der umgekehrten Errichtung des Tragwerkes.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Platte wird in richtiger Reihenfolge bewehrt 	
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Lehrgerüst muss stärker dimensioniert sein • Wenige Anhaltspunkte für die Position der Bauteile • Nachweis auf Erdbeben schwierig zu erreichen (vgl. Freivorbau) • Bewehrung muss durch Schalung geführt werden - Dichtigkeit 	

Für die große Masse der Tragwerkplatte stellt der Nachweis des Systems im Bauzustand mit Platte aber ohne Lagerwände gegen Erdbeben eine Herausforderung dar. Abhängig von der jeweiligen Situation kann die Arbeitsfuge horizontal oder vertikal ausgeführt werden. Die Abbildung in Tabelle 4 zeigt eine Variante mit Verbund-Oberbau als Ausführung mit voreilender Erstellung der Platte.

3.3 Muffenstoß

Als Alternative zum herkömmlichen Übergreifungsstoß können die Bewehrungsstäbe auch mittels direkter Stöße verbunden werden. Dabei unterscheidet man gemäß [8] in zwei grundsätzliche Typen, den mechanischen Stoß und den Schweißstoß. Bei der Gruppe der mechanischen Verbindungen gibt es eine Vielzahl von möglichen Varianten zur Aneinanderstückelung von Bewehrungsstäben, von denen die meisten mit Muffen als Verbindungselemente arbeiten.

Die mechanischen Verbindungen müssen bauaufsichtlich zugelassen sein und können damit in der Regel, sowohl auf Zug als auch auf Druck, bis zur Höchstlast der Stäbe beansprucht werden. Je nach Ausführung sind sie besser oder weniger gut für die Belastung

mit zyklischen Beanspruchungen geeignet. In Abbildung 9 sind die vier grundsätzlichen Möglichkeiten für mechanische Stoßverbindungen dargestellt, welche im folgenden Abschnitt vorgestellt werden.

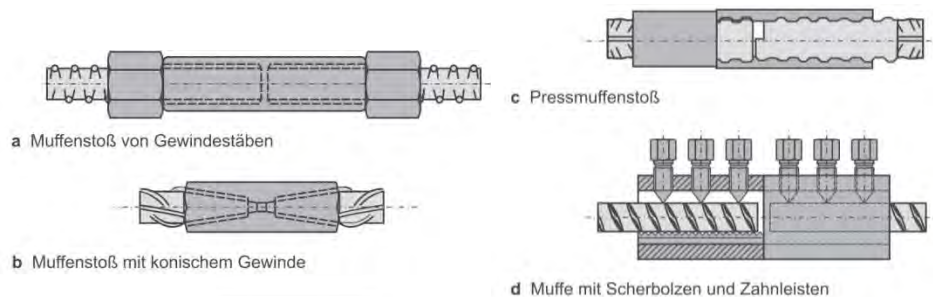


Abbildung 9: Überblick über die mechanischen Stoßverbindungen (entnommen aus [8]).

3.3.1 Muffenstoß mit Gewindestäben

Beim Muffenstoß mit Gewindestäben, Abbildung 9a, werden zwei Stäbe mit werksseitig aufgewalzten Rippen in Form eines durchgängigen Gewindes verbunden. Solche Stäbe werden beispielsweise als Ankerstäbe verwendet. Vorteile dieser Art von Verbindung sind nach [11] einmal die Tatsache, dass durch das vorhandene Gewinde keine zusätzliche Vorbereitung für eine Verbindung erforderlich ist. Und diese Art von Muffenverbindung andererseits eine gute Dauerschwingfestigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Stoß- und Schockbelastungen aufweist. Der Stoß kann, nach Ablängen der Stäbe, an jeder beliebigen Stelle erfolgen und daher gerade beim Ausgleich von Toleranzen angewendet werden. Durch das Endlosgewinde ist nach dem Ablängen das nachträgliche Herstellen eines Gewindes nicht erforderlich. Die Verbindung erlaubt es die Auskragungslängen der Eckbewehrung zu reduzieren und damit auch die Gefahr bei Arbeiten unter überhängenden Teilen zu minimieren. Die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Durch das Versetzen der einzelnen Stöße können Bewehrungskonzentrationen reduziert werden. Mit dem Gewindestab-Stoß können sowohl Stäbe gleichen Durchmessers verbunden werden, als auch Durchmesserreduzierungen durchgeführt werden. Allerdings müssen spezielle und teure Gewindestäbe verwendet werden, die nach [12] durch die Grobheit der Rippung eine lange und massive Muffe bedingen. Diese muss durch das Spiel zwischen Rippen und Gewinde mit Kontermuttern gesichert werden um den Schlupf in der Muffe zu verhindern. Um die Mutter drehen zu können darf das Gewinde am Stabende nicht beschädigt sein. Das Herstellen der Verbindung ist damit zeitaufwändig und bedingt auch einen genügend großen Arbeitsraum um die Muttern mit definiertem Moment anziehen zu können. Abbildung 10 zeigt die Anwendung von Gewindestabverbindungen.

dungen auf der Baustelle (links) und verschiedene Typen von derartigen Muffen. Nach [13] ist ein typischer Vertreter dieser Art zu stoßen die GEWI-Verbindung der Firma DSI, DYWIDAG-Systems International. Abbildung 11 zeigt einen Schraubmuffenstoß wie er von SAS in deren Produktkatalog [14] vorgeschlagen wird. Die Annahütte bietet dieses System auch mit hochfesten SAS670/800 Stählen bzw. mit BST 600 an (BMVIT-327.120/0022-II/ST2/2010). Tabelle 5 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile dieser Variante zusammen.

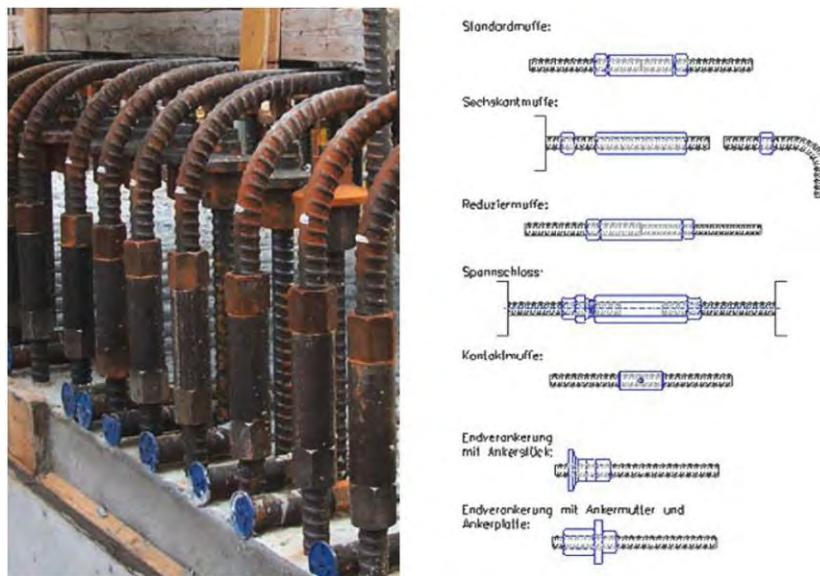
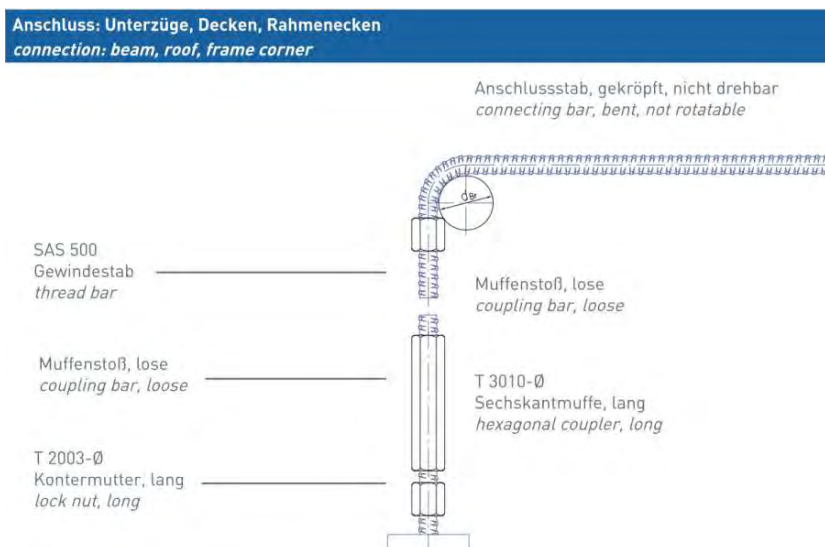


Abbildung 10: Anwendung und Typen der Gewindestabverbindung (entnommen aus [12]).



Einfach und günstig - ohne Positionsmuffe!
Simple and low cost - without position coupler!

Abbildung 11: Gewinde-Muffenstoß in einer Rahmenecke (entnommen aus [14]).

Tabelle 5: Vor- und Nachteile des Muffenstoßes mit Gewindestäben.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Gewinde ist bereits vorhanden – keine zusätzliche Vorbereitung • Gute Dauerstandsfestigkeit • Widerstandsfähigkeit gegen Stoß- und Schockbelastungen • Setzen an jeder beliebigen Stelle • Verbindung gleicher und verschiedener Durchmesser • deutlich kürzere Auskragungen • Platte kann von unten nach oben bewehrt werden • Keine Arbeit unter überhängenden Stäben erforderlich • Entflechtung der Bewehrungskonzentration durch Versetzen der Muffen
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Spezielle (und teure) Stäbe • Lange und massive Muffe (aufgrund des groben Gewindes) • Kontermuttern zur Sicherung (Spiel des groben Gewindes) • Gewinde darf nicht beschädigt sein (schwer nachzuschneiden) • Zeitaufwand • Bedingt großen Arbeitsraum (Anziehen mit definiertem Moment) – ausreichend um Schlüssel anzusetzen

3.3.2 Muffenstoß mit aufgeschnittenem Gewinde

Bei Muffenstößen mit aufgeschnittenem Gewinde, Abbildung 9b, wird in solche mit zylindrischem Gewinde und solche mit konischem Gewinde unterschieden.

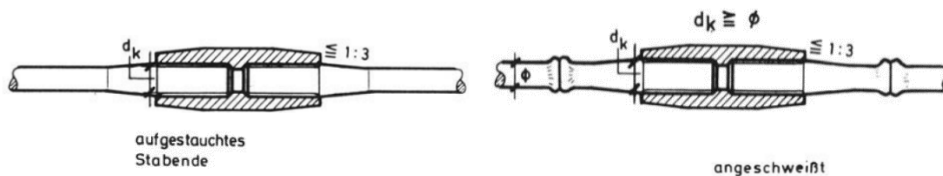


Abbildung 12: Iso-Gewindemuffenstoß mit aufgestauchtem (links) bzw. angeschweißtem (rechts) Ende (entnommen aus [15]).

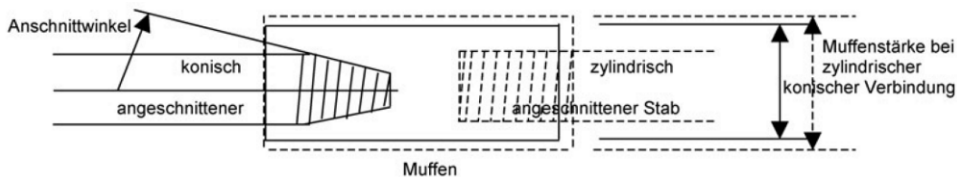


Abbildung 13: Prinzip der konischen (links) und zylindrischen (rechts) Schraubverbindungen (entnommen aus [12]).

Die Gewinde können dabei direkt auf den Stab aufgeschnitten werden, wobei eine spezielle Gewindeschneidemaschine die Rippung abschält und das Gewinde aufschneidet. Beim Stoß mit Parallelgewinde, oder zylindrischem Gewinde, wirkt sich besonders eine Schwächung des Stabquerschnittes durch das aufschneiden des Gewindes ungünstig aus. Um das zu verhindern und den definierten Durchmesser des Gewindes der standardisiert vorgefertigten Muffe auf den Stab zu schneiden, ist es oft notwendig diesen vorher

aufzustauchen, siehe Abbildung 12. Alternativ können die Stabendestücke mit Aufstauung auch vorgefertigt und baustellenseitig an die Bewehrung angeschweißt werden. Das Gewinde ist dann meist werksseitig auf das Anschlussstück aufgerollt oder aufgeschnitten. Beim zylindrischen Gewinde stellen Abweichungen der Achsen der zu verbindenden Stäbe ein Problem dar. Die Verbindung mit konischem Gewinde, wie sie z.B. von der Firma ERICO als LENTON-Stoß patentiert ist [11], stellt sicher, dass die Stabenden mit der notwendigen Einschraubtiefe und in der Mitte der Muffe achsparallel gestoßen sind. Das konische Gewinde gewährleistet, dass die Gewindeflanken der Muffe und der Stäbe stets in festem Kontakt stehen und damit schlupffrei arbeiten. In Abbildung 13 sind die zylindrische und die konische Variante dargestellt. Für die zylindrischen Gewinde wird dabei eine dickere Muffe benötigt als für die konischen. Allgemein benötigt diese Art der Verbindung wenig Arbeitsraum und kommt mit relativ kleinen Muffen aus. Mit dem Gewindemuffen-Stoß können sowohl Stäbe gleichen Durchmessers verbunden werden, als auch Durchmesserreduzierungen durchgeführt werden. Nach [13] fallen in diese Kategorie von Verbindung beispielsweise der besagte LENTON-Stoß der Firma ERICO, sowie der HALFEN-HBS-Schraubanschluss und der PFEIFER-Bewehrungsanschluss PH. Bei den Schraubverbindungen kann hervorgehoben werden, dass sie schnell erstellt werden können und schlupffrei sind. Die gestoßenen Stäbe wirken so, als wären sie ein durchgehender Stab. Die Abläufe auf der Baustelle können durch den Einsatz dieser Verbindungen beschleunigt werden. Die Verbindung erlaubt es die Auskragungslängen der Eckbewehrung zu reduzieren und damit auch die Gefahr bei Arbeiten unter überhängenden Teilen zu minimieren. Die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Durch das Versetzen der einzelnen Stöße können Bewehrungskonzentrationen reduziert werden. Tabelle 6 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile dieser Variante zusammen.

Tabelle 6: Vor- und Nachteile des Muffenstoßes mit aufgeschnittenem Gewinde.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Konisches Gewinde stellt richtige Verschraubung sicher (Tiefe, Parallelität) • Schlupffrei (konisches Gewinde) • Kleine Muffen, wenig Arbeitsraum • Stäbe gleichen Durchmessers und Reduzierungen • deutlich kürzere Auskragungen • Platte kann von unten nach oben bewehrt werden • Keine Arbeit unter überhängenden Stäben erforderlich • Entflechtung der Bewehrungskonzentration durch Versatz der Muffen
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Spezielle Schneidmaschine notwendig oder werksseitig vorfertigen • Schwächung des Stabquerschnittes durch Gewinde • Meist notwendig Stab aufzustauchen (Aufschweißen) • Achsabweichungen bei zylindrischem Gewinde problematisch • Zusätzlicher Zeitaufwand – Anschweißen der Gewindestücke

Einige der Nachteile können ausgeglichen werden indem die Verbindung bereits im Werk vorbereitet wird und auf der Baustelle nur noch die Montage der Muffen und Anschlussstäbe erfolgt. Dadurch wird Zeit gespart und es ist keine Bearbeitung der Gewinde mehr notwendig. Wenn das Gewinde nicht in der Schalung geschnitten werden muss, können die Stababstände unabhängig von der Größe der Schneidmaschine gewählt werden.

3.3.3 Pressmuffenstoß

Beim Pressmuffenstoß, Abbildung 9c, wird eine Muffe hydraulisch auf die zu verbindenden Stäbe aufgespresst. Dabei verzahnt sich die Muffe mit den Rippen der Bewehrungsstäbe und verlängert sich, was die Verschieblichkeit zumindest eines Stabes voraussetzt [15]. Die Verbindung wird entweder im Werk vorbereitet oder vor Ort, in der Schalung erstellt. Bei Herstellung vor Ort wird eine eigene Presse benötigt, was bei beschränktem Arbeitsraum zu Problemen führen kann. Laut [15] wird in jedem Fall mindestens ein Stababstand von 10 cm benötigt um das Gerät aufzusetzen. Vorteilhaft ist, dass mit diesem Verfahren Stäbe mit verschiedenen Rippungen, Durchmessern oder Stahlsorten miteinander verbunden werden können [11]. Die Stäbe müssen dabei nicht besonders vorbereitet werden. Nachteilig ist, neben dem Platzbedarf, dass es schwierig ist mangelhafte Verbindungen zu entdecken. Faktoren wie der Pressendruck oder die Qualität der Rippung üben Einfluss auf die Güte der erstellten Verbindung aus. Abbildung 14 links zeigt wie die Pressenkraft die Muffe in die Rippung der Stäbe presst und eine kraftschlüssige Verbindung herstellt.

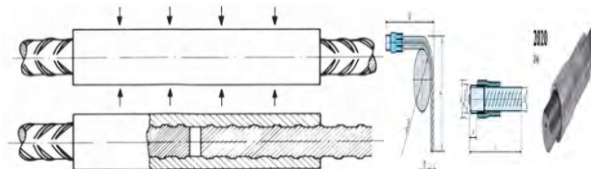


Abbildung 14: Pressmuffenstoß (entnommen aus [15]) und 90 Grad Bewehrungs-Kuppler der Firma DEMU (entnommen aus [16]).

Pressmuffen können dabei auch als Anschlussstück an das Ende des Stabes gepresst werden. Diese Anschlussstücke sind mit Gewinden versehen und werden miteinander verschraubt. Die Herstellung der Verbindung kann so weitestgehend in das Werk verlegt werden und erfolgt damit unter kontrollierten Bedingungen mit hohem Vorfertigungsgrad. Baustellenseitig werden die Stäbe dann nur noch miteinander verschraubt. Diese Verbindung muss entsprechend kontrolliert werden um eine durchgängige Qualität zu gewährleisten. Abbildung 15 zeigt zwei Muffenstöße dieser Variante. Dabei kann auch nur auf einem Stab eine Muffe gesetzt und der andere als Gewindestab ausgeführt werden. Eine

weitere Möglichkeit ist es beide Stäbe mit Anschlussmuffen zu versehen und diese mit einem Gewindekoppelbolzen zu verbinden. Abhängig davon ob die Stäbe zueinander verschieblich und verdrehbar sind, werden Muffen mit gleichen oder verschiedenen Gewinderichtungen verwendet. Dadurch wird sichergestellt, dass die Stäbe auf jeden Fall zusammengezogen werden können.



Abbildung 15: Pressmuffenstöße vom System Pfeifer PH mit Anschlussstab und Muffenstab (links) und Muffenstäben mit Koppelbolzen bzw. Rechts-links-Koppler (rechts) (entnommen aus [13]).

Das in Abbildung 14 rechts dargestellte System mit aufgepresster Anschlussmuffe zeigt ein 90°-Anschlussstück, wie es bei Rahmeneck Anwendung finden kann. Laut Hersteller gilt für derartige Stöße, dass sie, im Gegensatz zu den klassischen Übergreifungsstößen, auch in hoch beanspruchten Bereichen gesetzt werden dürfen. Tabelle 7 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile dieser Variante zusammen. Die Verbindung erlaubt es die Auskragungslängen der Eckbewehrung zu reduzieren und damit auch die Gefahr bei Arbeiten unter überhängenden Teilen zu minimieren. Die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Durch das Versetzen der einzelnen Stöße können Bewehrungskonzentrationen reduziert werden.

Tabelle 7: Vor- und Nachteile der Verbindung mit Pressmuffenstoß.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Verbinden von verschiedenen Stäben (Rippung, Durchmesser, Stahlsorten) • Keine spezielle Vorbereitung der Stäbe • Kombination mit Schneidgewinde möglich • Laut Hersteller auch im hoch beanspruchten Bereich setzbar • deutlich kürzere Auskragungen • Platte kann von unten nach oben bewehrt werden • Keine Arbeit unter überhängenden Stäben erforderlich • Entflechtung der Bewehrungskonzentration durch Versatz der Muffen
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Verschieblichkeit eines Stabes erforderlich (Verlängerung beim Pressen) • Benötigt spezielle Presse • Großer Platzbedarf (mind. 10 cm Stababstand) • Mangelhafte Verbindungen schwer detektierbar • Einflüsse auf Verbindungsgüte aus z.B. Pressendruck und Rippung

Einige der in Tabelle 7 angeführten Nachteile können ausgeglichen werden indem die Verbindung bereits im Werk vorbereitet wird und auf der Baustelle nur noch Verschrau-

bung der Anschlussstücke erfolgt. Dadurch wird Zeit gespart und es ist kein aufwändiges Setzen der Pressmuffen mehr notwendig. Wenn die Muffe nicht in der Schalung aufgedrückt werden muss, können die Stababstände unabhängig von der Größe der Presse gewählt werden.

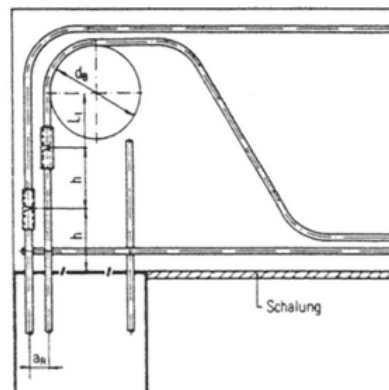


Abbildung 16: Fließpressmuffenstoß in einer Rahmenecke (entnommen aus [17]).

Beispiele für derartige Verbindungen sind die Pressmuffenstöße der Firma DEMU, das System Pfeifer PH und das System DYWIDAG FLIMU. Das Fließmuffen-Verfahren (FLIMU) hat dabei eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für \varnothing 12 bis 32 mm und erreicht laut DSI hohe Einbauleistungen. Es zeichnet sich weiters durch geringen Platzbedarf beim Setzen der Muffen aus. Der Einbau kann trotz sehr enger Bewehrungslage erfolgen, siehe Abbildung 17.



Abbildung 17: Fließpressmuffenstoß System FLIMU der Firma DSI (entnommen aus [18]).

3.3.4 Steckmuffenstoß

Beim Steckmuffenstoß, Abbildung 9d, werden die Bewehrungsstäbe mit Hilfe eines nahtlosen Rohres mit innenliegenden Zahnleisten und Scherbolzen verbunden [13]. Wie Abbildung 18 zeigt, ist in der Mitte der Muffe ein Bolzen als Anschlag angeordnet, der die

Lage der Stäbe zueinander definiert. Die Scherbolzen drücken sich in den Stabstahl ein und pressen ihn an die gegenüberliegenden Zahnleisten. Bei Erreichen des nötigen Anzugsmomentes scheren die Bolzen ab. Dabei wird sowohl zwischen den Stäben und Zahnleisten, als auch zwischen den gehärteten Bolzenspitzen und den Stäben eine kraftschlüssige und schlupffreie Verbindung hergestellt. Vorteilhaft ist dabei, dass die Stäbe nicht vorbearbeitet werden müssen. Die Verbindung erlaubt es die Auskragungslängen der Eckbewehrung zu reduzieren und damit auch die Gefahr bei Arbeiten unter überhängenden Teilen zu minimieren. Die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Durch das Versetzen der einzelnen Stöße können Bewehrungskonzentrationen reduziert werden. Zum Anziehen der Bolzen ist genügend Arbeitsraum nötig um eine Zange oder einen Ring-/Maulschlüssel anzusetzen. Für einige dieser Produkte wird die Verwendung von speziellen Schlagschraubern mit Drehmomentsteuerung vorgeschrieben um ein gleichmäßiges und ruckfreies Anziehen zu garantieren. Der Hohlraum in der Muffe kann nach dem Verbinden mit Korrosionsschutzmittel gefüllt werden. Probleme können entstehen, wenn beispielsweise eine Beschädigung des Bolzens zum frühzeitigen Abscheren führt (z.B. durch Schiefstellung und Verklemmen oder durch Vorbelastung). Tabelle 8 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile dieser Variante zusammen.

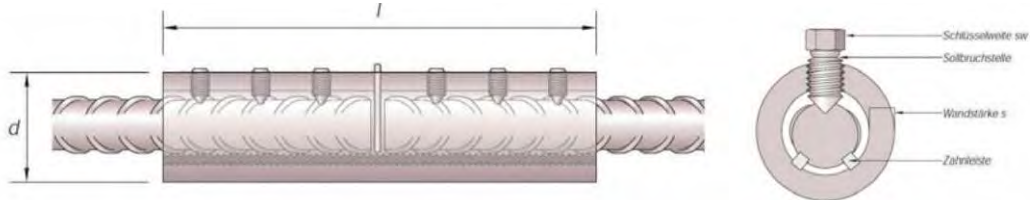


Abbildung 18: Detail einer Steckmuffenverbindung (Muffe mit Scherbolzen und Zahnleiste) (entnommen aus [12]).

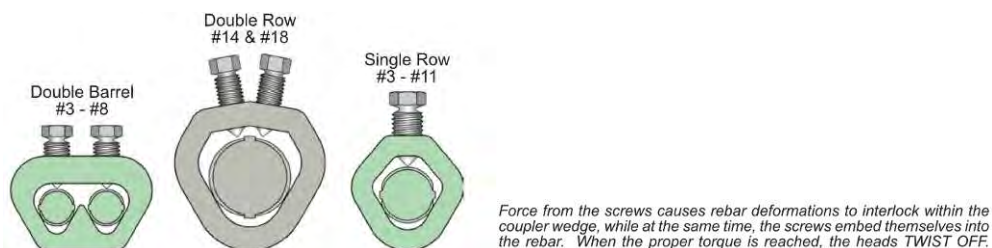


Abbildung 19: Zap Screwlok der Firma BarSplice (entnommen aus [19]).

Tabelle 8: Vor- und Nachteile des Stoßes mit Steckmuffen.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Schlupffreie Verbindung • Keine Bearbeitung der Stäbe erforderlich • deutlich kürzere Auskragungen • Platte kann von unten nach oben bewehrt werden • Keine Arbeit unter überhängenden Stäben erforderlich • Entflechtung der Bewehrungskonzentration durch Versatz der Muffen
-----------	---

Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Arbeitsraum zum Anziehen der Bolzen erforderlich (Zange, Schlüssel) • Preis sehr hoch
------------	--

Die Firma BarSplice bietet zusätzlich zu den oben dargestellten Muffen für axialen Stoß auch welche für versetzte Stöße. Auch Varianten mit zwei Bolzenreihen werden angeboten.

3.3.5 Thermitmuffenstoß

Eine spezielle Art der Verbindung ist die Anwendung des sogenannten Thermitmuffenstoßes. Dieser ist in Abbildung 20 dargestellt und stellt sicherlich einen Sonderfall dar, da er teuer, schwer herzustellen und aufwändig ist. Über die zu verbindenden Stäbe wird eine Muffe mit großem Durchmesser positioniert. Der Raum zwischen Stäben und Muffe wird anschließend mit speziellem, aufgeschmolzenem Thermit-Sonderstahl verfüllt. Nach [15] wird das Eisenoxyd-Aluminium Gemisch in einem Tigel gezündet und die Schmelze fließt in den Hohlraum. Die verwendete Muffe ist kürzer als beim Pressmuffenstoß weist aber einen deutlich größeren Durchmesser auf. Die Verbindung erlaubt es die Auskragungslängen der Eckbewehrung zu reduzieren und damit auch die Gefahr bei Arbeiten unter überhängenden Teilen zu minimieren. Die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Durch das Versetzen der einzelnen Stöße können Bewehrungskonzentrationen reduziert werden. Zur Erstellung des Stoßes ist entsprechender Arbeitsraum erforderlich. Durch den verwendeten Spezialstahl und die erforderlichen Fachkenntnisse des Personals ist dieser Stoß sehr aufwändig in der Herstellung. Auch die damit verbundene Brandgefahr wirkt sich nachteilig auf eine Beurteilung aus. Tabelle 9 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile dieser Variante zusammen.

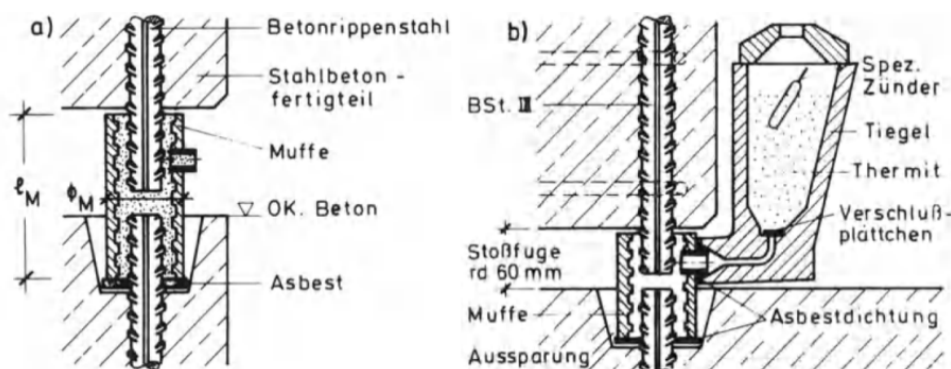


Abbildung 20: Thermitmuffenstoß (links) und Schnitt durch den Stoß mit angeschlossenen Schmelztiegel (rechts) (entnommen aus [15]).

Tabelle 9: Vor- und Nachteile des Thermoformmuffenstoßes.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Kurze Verbindung • deutlich kürzere Auskragungen • Platte kann von unten nach oben bewehrt werden • Keine Arbeit unter überhängenden Stäben erforderlich • Entflechtung der Bewehrungskonzentration durch Versatz der Muffen
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Stoß besonders dick • Teuer • Spezialstahl • Aufwändig • Brandgefahr (Sonderbestimmungen) • Spezialisten erforderlich

3.3.6 Sprengmuffenstoß

Einen weiteren Spezialstoß stellt der in den 70er Jahren vorgestellte Sprengmuffenstoß nach [20] dar. Die Sprengmuffe besteht, wie in Abbildung 21 dargestellt, aus einem Stahlrohr, das von einer Sprengladung ummantelt ist. Die Muffe wird über die zu verbindenden Stabenden gezogen und die Ladung zur Detonation gebracht. Dadurch wird die Stahlhülse auf die Stäbe gepresst und erzeugt, ähnlich dem Pressmuffenstoß, eine kraftschlüssige Verbindung. Die Verbindung erlaubt es die Auskragungslängen der Eckbewehrung zu reduzieren und damit auch die Gefahr bei Arbeiten unter überhängenden Teilen zu minimieren. Die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Durch das Versetzen der einzelnen Stöße können Bewehrungskonzentrationen reduziert werden. Die Herstellung ist jedoch sehr aufwändig und teuer. Außerdem sind besondere Sicherheitsvorkehrungen zu treffen. Eine Anwendung in großem Umfang scheint zudem, gerade bei beengten Platzverhältnissen sehr herausfordernd. Die Herstellung erfordert Spezialpersonal und ist mit den allgemeinen Risiken von Sprengarbeiten verbunden. Splitter, Restsprengstoff und große Zeitverzögerungen durch die Sperre der Baustelle während der Sprengarbeiten führen zu großen Herausforderungen in der Anwendung. Tabelle 10 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile dieser Variante zusammen.

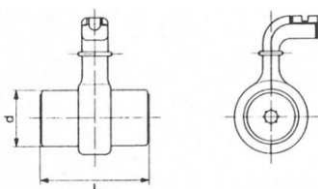


Abb. 1. Sprengschweißmuffe mit Verbindungshülse

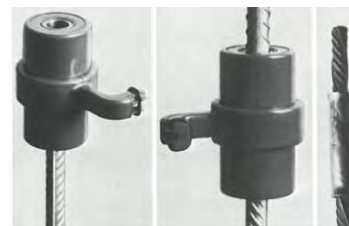


Abb. 2. Zug- und druckfeste Verbindung von Stäben, Drähten und Seilen aus Stahl, Aluminium, Kupfer usw. durch die Sprengschweißmuffe von Bild 1 – Aufsetzen der Muffe, Einführen des zweiten Stabes und Stoß nach der Sprengung (v.l.n.r.)

Abbildung 21: Sprengmuffenstoß (entnommen aus [20]).

Tabelle 10: Vor- und Nachteile des Sprengmuffenstoßes.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • deutlich kürzere Auskragungen • Platte kann von unten nach oben bewehrt werden • Keine Arbeit unter überhängenden Stäben erforderlich • Entflechtung der Bewehrungskonzentration durch Versatz der Muffen
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Aufwändig und teuer • Sicherheitsprobleme • Sperren von Teilbereichen der Baustelle • Spezialkräfte (Schulung) • Splitter • Restsprengstoff • Platzbedarf

3.4 Schweißstoß

Neben den Muffenverbindungen stellen die Schweißstöße die zweite große Gruppe der mechanischen Verbindungen dar. Abbildung 22 gibt einen Überblick über die gängigen Stoßvarianten. Die Tabelle 3.4 aus [21], siehe Abbildung 23, gibt die in Österreich zulässigen Stöße und zugehörigen Schweißverfahren an. Für nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Bauteile ist demnach für Zugstäbe nur der Stumpfstoß, hergestellt mittels Abbrennstumpfschweißen und mittels Widerstandspunktschweißen hergestellte Überlappungsstöße zulässig. Gestoßen dürfen dabei nur Stäbe mit annähernd gleichem Durchmesser werden. Sowohl nicht tragende als auch tragende Verbindungen werden in der Regel nicht bemessen.

Beim Überlappstoß und beim Laschenstoß werden die Stäbe mit einseitigen unterbrochenen Flankenkehlnähten verbunden. Die einseitigen Nähte führen zu unsymmetrischem Kraftverlauf. Für beide Varianten gilt nach [9], dass durch die aufgetragenen Längsnähte Querschnittsprünge und Schweißnarben auftreten können. Diese führen zu einer erheblichen Reduktion der Ermüdungsfestigkeit. Eine Ausführung des Bewehrungsstoßes mittels Punktschweißen ist fraglich.

Beim Abbrennstumpfschweißen handelt es sich um eine Form des Widerstandsschweißens. Es wird mittels elektrischen Stroms ein Lichtbogen zwischen den beiden Stabenden erzeugt. Dieser schmilzt die Stabenden auf und durch axiales Zusammenpressen werden diese dann miteinander verschweißt. Das Verfahren eignet sich daher besonders um Stöße im Werk herzustellen. Der erzeugte Wulst kann durch Nacharbeiten entfernt werden. Alternativ kann der Stoß der Stabenden auch mittels Lichtbogenhandschweißen erzeugt werden. Bei diesem, auch Elektrodenschweißen genannten Verfahren wird der Lichtbogen zwischen den Stäben und einer Elektrode erzeugt. Die Elektrode schmilzt dabei ab und liefert so Zusatzwerkstoff für die Schweißung. Die Ausführung des Stoßes

erfordert daher Erfahrung, kann aber überall durchgeführt werden. Erforderlich sind nur das Schweißgerät und die entsprechende Stromversorgung. Erlaubt ist dieses Verfahren laut Tabelle 3.4 in [21] nur für Stabdurchmesser größer als 14 mm. Für Bewehrungsstäbe wäre durch die umlaufende Naht aber evtl. ein Schweißen über Kopf erforderlich, das einen großen Arbeitsraum voraussetzt. Die Verbindung erlaubt es die Auskrügelungen der Eckbewehrung zu reduzieren. Die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Durch das Versetzen der einzelnen Stöße können Bewehrungskonzentrationen reduziert werden.

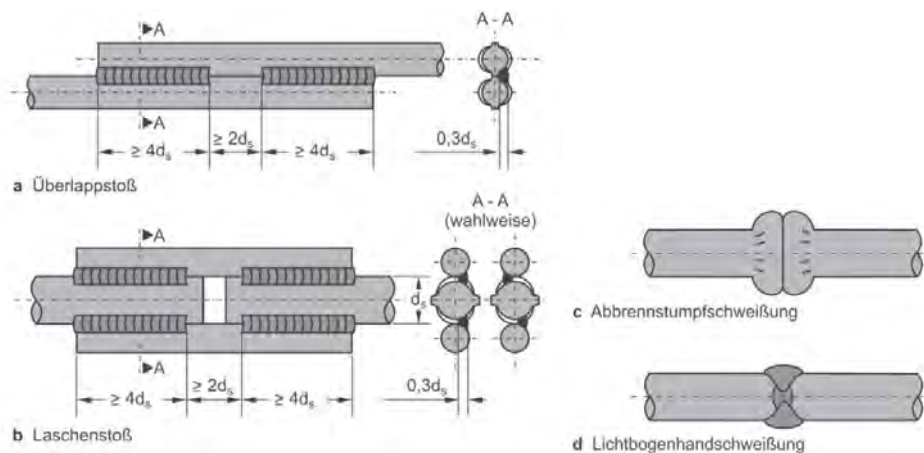


Abbildung 22: Überblick über Schweißstöße (entnommen aus [9]).

Tabelle 3.4 — Zulässige Schweißverfahren und Anwendungsbeispiele

Belastungsart	Schweißmethode	Zugstäbe ^a	Druckstäbe ^a
Vorwiegend ruhend (siehe auch 6.8.1 (2))	Abbrennstumpfschweißen	Stumpfstoß	
	Lichtbogenhandschweißen und Metall-Lichtbogenschweißen	Stumpfstoß mit $\phi \geq 20$ mm, Laschenstoß, Überlappstoß, Kreuzungsstoß ^c , Verbindung mit anderen Stahlteilen	
	☞ Metall-Aktivgasschweißen ☞	Laschenstoß, Überlappstoß, Kreuzungsstoß ^c , Verbindung mit anderen Stahlteilen	
	Reibschweißen	—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 20$ mm
	Widerstandspunktschweißen	Überlappstoß ^d Kreuzungsstoß ^{b, d}	
	Nicht vorwiegend ruhend (siehe auch 6.8.1 (2))	Abbrennstumpfschweißen	Stumpfstoß
Lichtbogenhandschweißen		—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 14$ mm
☞ Metall-Aktivgasschweißen ☞		—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 14$ mm
Widerstandspunktschweißen		Überlappstoß ^d Kreuzungsstoß ^{b, d}	

^a Es dürfen nur Stäbe mit näherungsweise gleichem Nenn Durchmesser zusammengeschweißt werden.
^b Zulässiges Verhältnis der Stabennenn Durchmesser sich kreuzender Stäbe $\geq 0,57$
^c Für tragende Verbindungen $\phi \leq 16$ mm
^d Für tragende Verbindungen $\phi \leq 28$ mm

Abbildung 23: Tabelle 3.4 aus ÖNORM EN 1992-1-1, 2015 (entnommen aus [21]).

Für die Herstellung von Schweißverbindungen sind zwei Anforderungen hervorzuheben. Erstens dürfen die Schweißungen nur von entsprechend geschultem Personal, in Österreich sog. Geprüfte Betonstahlschweißer, ausgeführt werden. Und zweitens muss der Arbeitsplatz vor Wind und Regen geschützt sein, was auf der Baustelle besondere Vorkehrungen nötig macht. Tabelle 11 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile des Schweißstoßes zusammen.

Tabelle 11: Vor- und Nachteile von Schweißstößen.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Schlupffrei • in hoch belasteten Bereichen zulässig • kürzere Stöße / Materialeinsparung
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Erfordert Spezialgerät für Abbrennstumpf- / Widerstandspunktschweißen • Schwächung durch Schweißnarben/Reduktion der Ermüdungsfestigkeit • Unsymmetrische Belastung durch einseitige Naht • Speziell geschultes Personal • Schaffen entsprechender Bedingungen für Arbeitssicherheit • Nacharbeiten evtl. erforderlich

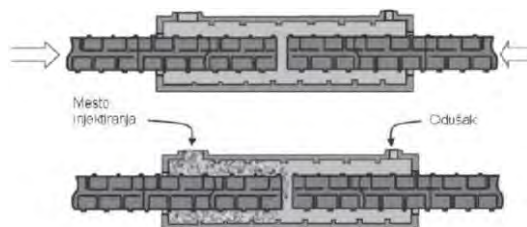
3.5 International verwendete mechanische Verbinder

Auf dem internationalen Markt gibt es noch einige weitere mechanische Verbinder für Bewehrungsstahl, die aber nicht alle eine Zulassung für den europäischen Markt besitzen. Eine Auswahl wird im folgenden Unterabschnitt vorgestellt.

3.5.1 Grouted Sleeve Couplers

Grouted Sleeve Coupler können sinngemäß als Vergussmuffen übersetzt werden. Dabei wird eine Hülse über die beiden Stabenden geschoben und der Zwischenraum mit Vergussmaterial verfüllt. Nach [22] kann die Verfüllung mit metallischen oder zementbasierten Vergussmaterialien oder auch mit Klebstoffen erfolgen. Die Kräfte werden von einem Stab auf das Vergussmaterial und von diesem weiter an den zweiten Stab übertragen. Dazu muss, materialabhängig, die richtige Muffenlänge gewählt werden. Beim metallischen Verguss lässt sich die kürzeste Verbindungslänge erzielen. Abbildung 24 zeigt Beispiele für den Verguss mit Mörtel und Metall. Das System der Vergussmuffen ähnelt jenem des Thermitmuffenstoßes. Der Metallverguss ist aufwändig und mit Gefahren hinsichtlich der Handhabung des flüssigen Metalls verbunden. Der Verguss mit Mörtel vermeidet diese Gefahren und kann durch Einpressen recht zügig erfolgen. Ein typischer Vertreter dieser Muffenart ist das System CADWELD von LENTON. Der Hersteller gibt dabei als Vorteil an, dass die Verbindung deutlich kürzer als der herkömmliche Übergrei-

funksstoß ausfällt und keine Vorbereitung der Stabenden erforderlich ist. Es können Stabdurchmesser von 12 mm bis 57 mm verbunden werden. Lenton gibt an, dass es sich hierbei um die meist eingesetzte und getestete mechanische Verbindung handelt, die auf dem Markt erhältlich ist. Durch die hohe Leistungsfähigkeit ist dieser metallische Stoß sehr gut geeignet für Stahlverbindungen in Bauwerke die beispielsweise Explosionslasten ertragen müssen. Die Verbindung erlaubt es die Auskragungslängen der Eckbewehrung zu reduzieren und damit auch die Gefahr bei Arbeiten unter überhängenden Teilen zu minimieren. Die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Durch das Versetzen der einzelnen Stöße können Bewehrungskonzentrationen reduziert werden. Tabelle 12 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile des Stoßens mit Vergussmuffen zusammen.



Slika 2. Mehaničke spojnice sa cementnom ispunom
Figure 2. Cementitiously-grouted sleeve rebar-coupler

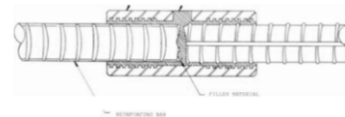


Fig. 3.3.7-Steel-filled coupling sleeve, tension-compression

Abbildung 24: Vergussmuffen mit Zementverguss (links, entnommen aus [22]) und mit Metallverguss (rechts, entnommen aus [23]).

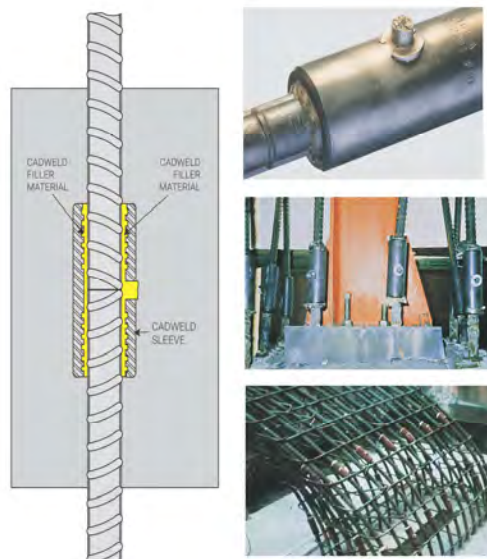


Abbildung 25: System CADWELD von LENTON (entnommen aus [24]).

Tabelle 12: Vor- und Nachteile von Verbindungen mit Vergussmuffen.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Kurze Verbindungslänge • Extrem belastbar (auch für Explosionslasten) • deutlich kürzere Auskragungen • Platte kann von unten nach oben bewehrt werden • Keine Arbeit unter überhängenden Stäben erforderlich • Entflechtung der Bewehrungskonzentration durch Versatz der Muffen
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Teuer • Zeitaufwändig • Giftige Schwaden (bei Variante Metallverguss) • Feuergefahr (bei Variante Metallverguss) • besondere Vorkehrungen und Kenntnisse erforderlich

3.5.2 Steel Coupling Sleeve with Wedge

Derartige Systeme zeichnen sich dadurch aus, dass sie sehr schnell installiert werden können. Die Verbindung wird dadurch erzeugt, dass zwei überlappende Bewehrungsstäbe mit einer Stahlklammer umfasst werden. In der Klammer befindet sich eine Öffnung durch die ein Stahlbolzen zwischen die Stäbe getrieben wird. Die Stäbe werden dadurch auseinandergedrückt und an die Wandung der Stahlklammer gepresst. Die entstehende Reibung und die Klemmwirkung sorgen für die Verbindung. Es entstehen sehr kurze Stoßlängen und es können bis zu 100 Verbindungen pro Stunde erzeugt werden. Das System eignet sich besonders für den Einsatz bei Instandsetzungsarbeiten. Abbildung 26 zeigt den Steel Coupling Sleeve in der Anwendung. Tabelle 13 fasst die maßgebenden Vor- und Nachteile des Stoßens mit Steel Coupling Sleeve zusammen.



Abbildung 26: System mit Coupling Sleeve (links, entnommen aus [23]) und (rechts, entnommen aus [24]).

Tabelle 13: Vor- und Nachteile der Verbindung mit Steel Coupling Sleeve.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Schnell installiert
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Aufwand durch Einpressen des Bolzens

3.5.3 Strap-Type Steel Coupling Sleeve

Bei diesem System kommt eine metallene Halbschale zum Einsatz, die mit Schlitzten und Gewindelöchern ausgestattet ist. In die Schlitzte werden Klemmstücke eingesetzt, die mit den Gewindelöchern verschraubt werden. Dadurch wird der gesamte Verbinder um die zu

stoßenden Stäbe geklemmt. Die Verbindung kann für Stäbe bis Durchmesser 57 mm verwendet werden, darf jedoch lediglich für druckbelastete Stäbe eingesetzt werden. Abbildung 27 zeigt einen Stoß mit Strap-Type Verbindung und Tabelle 14 listet die wesentlichen Vor- und Nachteile dieser Verbindung auf.



Abbildung 27: System mit Strap-Type Coupling Sleeve (links, entnommen aus [23]) und (rechts, entnommen aus [24]).

Tabelle 14: Vor- und Nachteile der Verbindung mit Strap-Type Coupling Sleeve.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Schnell installiert
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Nur für Druckverbindungen einsetzbar

3.5.4 Moment Positioning Coupler

Für Stöße bei denen keines der Stabenden frei verdrehbar ist, kann ein Moment Positioning Coupler verwendet werden. Dieses System besteht aus drei Teilen. Eine Hülse mit zylindrischem Innengewinde und konischem Anschlussgewinde wird auf den ersten Stab geschraubt. In dieser Hülse wird das Gegenstück eingedreht, das sich auf dem zylindrischen Gewinde frei drehen kann. Dadurch kann der Einsatz an den zweiten Stab herangedreht und mittels konischen Gewindes an diesen angeschlossen werden. Über eine Kontermutter wird die Position des Verbinders fixiert. Dieser Verbinder eignet sich besonders für Stäbe, die an beiden Enden gemufft werden. In Abbildung 28 ist links das Vorgehen bei der Installation eines Moment Positioning Couplers dargestellt. Die rechte Abbildung zeigt ein Beispiel für einen Schnitt durch einen Moment Positioning Coupler. Tabelle 15 listet die wesentlichen Vor- und Nachteile dieser Verbindung auf. Die Muffen sind teuer und lassen nur einen sehr begrenzten Ausgleich von Schrägstellungen der zu verbindenden Stäbe zu.

Tabelle 15: Vor- und Nachteile der Verbindung mit Moment Positioning Coupler.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Lageausgleich möglich • Schnelle Installation
-----------	--

Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Teure Muffe • Ausgleich von Schrägstellung schwierig
------------	---

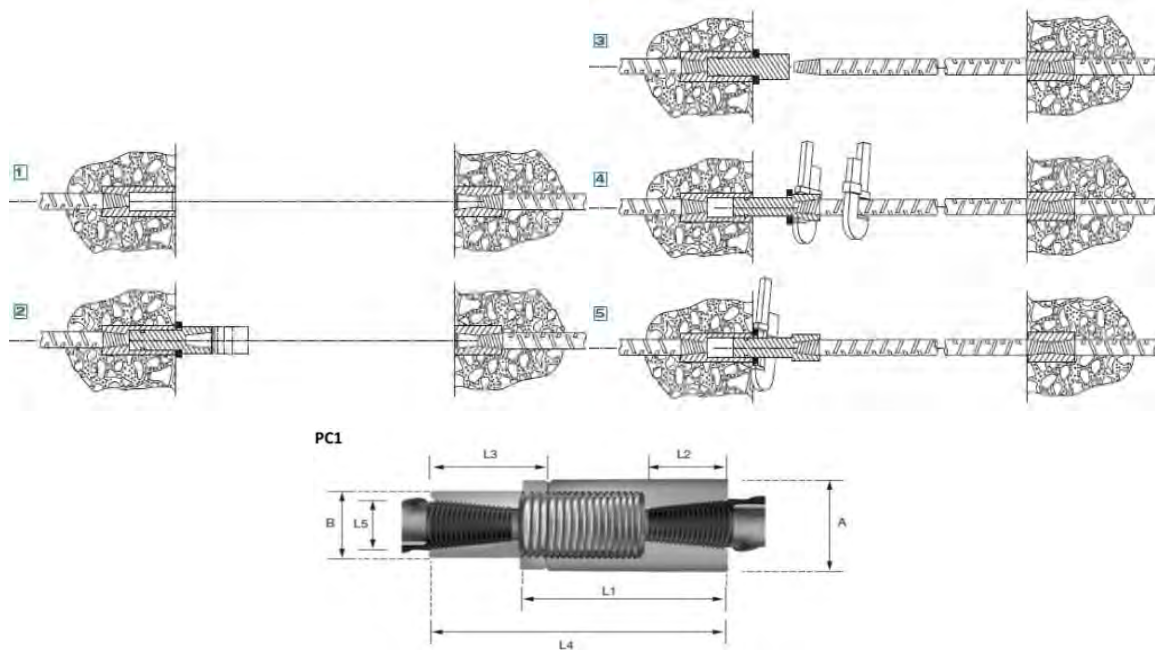


Abbildung 28: System mit Moment Positioning Coupler (entnommen aus [25]).

3.5.5 Wedge-Loc

Mit diesen Verbindern können die Stäbe ohne vorherige Bearbeitung der Stabenden aneinander angeschlossen werden. Die Stabenden werden dabei in die Verbinderhülse eingeführt. Im Inneren der Hülse befinden sich hochfeste Klemmen die den Stab greifen und halten. Durch das Einschrauben einer Kontermutter wird der Stab in die Klemmen gepresst und so fixiert. In Abbildung 29 sind die Bestandteile eines Wedge-Loc Verbinders dargestellt. Die Kräfte können über eine sehr kurze Länge von einem Stab auf den anderen übertragen werden. Gleichzeitig weisen die Muffen einen großen Durchmesser auf, was zu einer Reduktion der Nutzhöhe führen kann. Durch die vielen Einzelteile ist diese Muffentype teuer. Tabelle 16 listet die wesentlichen Vor- und Nachteile dieser Verbindung auf.

Tabelle 16: Vor- und Nachteile der Verbindung mit Wedge-Loc Coupler.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Übertragung der Kräfte über kurze Verbindungslänge
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • teuer • große Durchmesser • viele Einzelteile

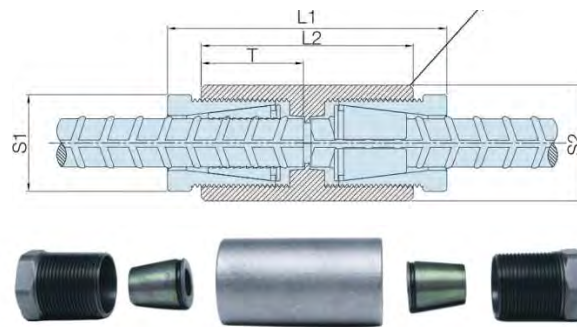


Abbildung 29: System mit Wedge-Loc Coupler System (entnommen aus [26]).

3.5.6 Fazit zu international verwendeten mechanischen Verbindern

Die hier angeführten Systeme des internationalen Marktes sind für die Anwendung im Projekt InnovREckBew nicht ideal geeignet. Sie zeichnen sich durch hohe Kosten und hohen Aufwand aus. Gerade Grouted Sleeve Coupler, Moment Positioning Coupler und Wedge-Loc Coupler weisen teure Muffenkomponenten auf und eignen sich daher eher für Spezialanwendungen. Steel Coupling Sleeves und Strap Type Sleeves scheinen für das Verbinden im Brückenbau nicht geeignet. Keines der Systeme besitzt eine Zulassung für den Brückenbau in Österreich.

3.6 Spezielle Alternativen

Neben den verschiedenen Möglichkeiten die Bewehrungsstäbe im Bereich der Rahmenecke indirekt oder direkt zu stoßen gibt es noch einige Systemlösungen für die Ausführung von Stößen in oder bei Rahmenecken. Der folgende Abschnitt stellt fünf dieser Varianten vor. Die Bewehrungsstäbe können dabei mit außen- oder innenliegenden Ankerkopfplatten oder in innenliegenden Stahlwinkeln verankert werden.

3.6.1 Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten

Eine Möglichkeit zur Verankerung der Zugkräfte über Ankerplatten ist in Abbildung 30 dargestellt. Stucki und Thürlimann untersuchten in [27] ein Rahmeneck mit herkömmlicher Schlaufenbewehrung und eines mit geraden Stabenden und Ankerplatten. Der Vergleich der gewonnenen Daten zeigte, dass die Variante mit den Ankerplatten ein ähnliches Verhalten aufwies, wie jene mit Schlaufen. Mit Ankerplatten wurde eine um etwa 9% geringere Maximallast erreicht. Allerdings kam es bei der herkömmlich bewehrten Ecke nach Erreichen der Maximallast zum Abplatzen der Betondeckung und zum Angleichen der Last auf das Niveau der Variante Ankerplatte. Günstig wirkte sich aus, dass unter den

Ankerplatten ein dreidimensionaler Spannungszustand entsteht, während bei der Schlaufe eine konzentrierte Lasteinleitung an der Umlenkung auftritt.

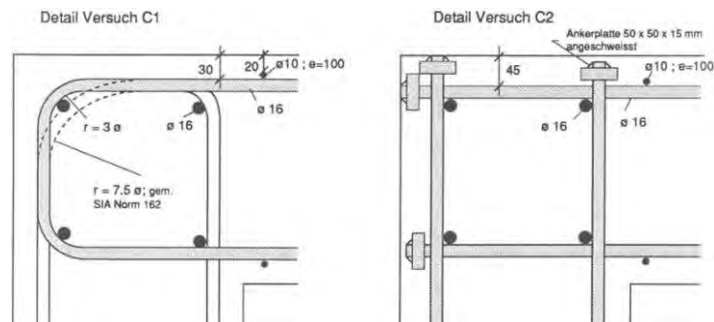


Abbildung 30: Versuche mit Schlaufenbewehrung und Ankerplatten (entnommen aus [27]).

Bruckner untersuchte in seiner Dissertation [28] den Einsatz von Ankerstäben in Rahmenecken und Rahmenknoten. Er kam zum Schluss, dass der Einsatz von Ankerstäben keine Vorteile gegenüber herkömmlichen umgebogenen Stäben bietet. Ausreichende Tragfähigkeit wird nur durch den Einbau zusätzlicher Bügelbewehrung erreicht. Die Rissbreite kann jedoch nicht zufriedenstellend begrenzt werden. Diese lässt sich deutlich wirtschaftlicher in den Griff bekommen indem umgebogene Stäbe und Bügel (herkömmliche Lösung) eingesetzt werden. Die beim Einsatz von Ankerstäben auftretenden Biegezugkräfte müssen zum großen Teil vom Beton abgetragen werden. Unter den Ankerköpfen treten lokale Zerstörungen des Betons auf. Mit steigendem Biegezugbewehrungsgrad erhöht sich das Fließmoment, während die von der Betonzugfestigkeit abhängende Traglast konstant bleibt. Dies führt zu einer abnehmenden Sicherheit gegenüber der Gebrauchslast. Ein Einsatz derartiger Systeme sollte gemäß [28] daher auf gering beanspruchte Rahmenecken beschränkt werden, sofern keine zusätzliche Verbügelung vorgesehen wird. Diese wird bei Rahmenecken, wie sie hier betrachtet werden, jedoch üblicherweise eingebaut. Auch der Einsatz von größeren Ankerscheiben sollte die Tragfähigkeit einer derartigen Lösung erhöhen.

Tabelle 17: Vor- und Nachteile der Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Verringerung der Bewehrungskonzentration /Entflechtung der Bewehrung • Keine radiale Führung der Bewehrung • Keine Auskragungen • Platte kann von unten nach oben bewehrt werden • Keine Arbeit unter überhängenden Stäben erforderlich
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Große Verformungen • Rissbreiten schwer in den Griff zu bekommen (Bügel einbauen) • Lokales Versagen • Weniger sanfte Umlenkung der Zugkräfte • Abnahme der Sicherheit gegenüber der Gebrauchslast

Der Einsatz dieser Variante erlaubt es ohne radiale Führung der Bewehrung und somit auch ohne Auskragung der Stäbe zu arbeiten. Die Gefahr bei Arbeiten unter überhängenden Teilen lässt sich damit ausschließen und die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Tabelle 17 listet die wesentlichen Vor- und Nachteile dieser Variante auf.

3.6.2 Verankerung mit außen liegenden Ankerkopflplatten

Ähnlich dem in Abschnitt 3.6.1 gezeigten System könnte die in Abbildung 31 dargestellte Ausführungsvariante für eine Rahmenecke mit Endverankerung realisiert werden. Dabei werden die Kräfte über eine auf der Bauteilaußenseite angebrachte Stahlplatte (Panzerung) verankert. Die Stahlplatte bzw. der Stahlwinkel dient dazu jene Pressungen, die aus der Zugkraft der Bewehrung resultieren, zu verteilen und somit lokales Betonversagen zu verhindern. Ähnlich wie bei der Variante mit umgebogenen Bewehrungsstäben (Standard) wird die Kraft so von der Platte in die Lagerwand ums Eck geführt. Um den Einbau auf der Baustelle zu gewährleisten müssen die horizontalen und vertikalen Stäbe in separaten Platten verankert werden, siehe Abbildung 31. Zur Verankerung wird die Bewehrung beispielsweise mit einem Gewinde versehen und mit Mutter und Keilsicherungsfeder-scheibe von außen an die Ankerplatte angeschlossen. Zur Verringerung von Dauerhaftigkeitsproblemen infolge von Querschnittsschwächungen durch das aufgeschnittene Gewinde kann die Verankerung auch durch den Einsatz einer Pressmuffe mit Innengewinde am Ende des Bewehrungsstabes und einen Schraubbolzen realisiert werden. Auch ein Anschweißen der Bewehrung an die Ankerplatte ist denkbar. Als Problemzone ist bei dieser Variante die nach außen geführte Bewehrung zu nennen, die den Korrosionsschutz erschweren kann. In jedem Fall sollten die Ankerplatte und die frei liegende Verankerung mit einer Betonschicht ummantelt werden. Dies ist bei der Planung des über der Platte liegenden Aufbaues zu berücksichtigen. Für große Querschnitte kann die Verankerung in die Betondeckung verlegt und das Korrosionsproblem damit umgangen werden.

Auch der Einsatz dieser Variante erlaubt es auf die radiale Führung der Bewehrung und somit auch auf Auskragung der Stäbe zu verzichten. Die Gefahr bei Arbeiten unter überhängenden Teilen lässt sich damit ausschließen und die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Tabelle 18 listet die wesentlichen Vor- und Nachteile dieser Variante auf.

Die beschriebene Variante ähnelt der Ausführung von Rahmeneckbewehrungen bei Fertigteilkonstruktionen. Abbildung 32 zeigt eine Ausführungsvariante für eine solche Rahmenecke aus Fertigteilen.

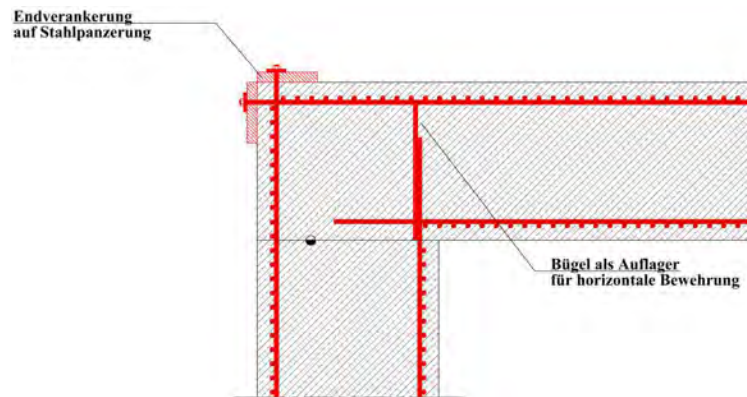


Abbildung 31: Rahmeneckbewehrung mit Endverankerung.

Tabelle 18: Vor- und Nachteile der Verankerung mit außen liegenden Ankerkopfplatten.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Verringerung der Bewehrungskonzentration /Entflechtung der Bewehrung • Keine radiale Führung der Bewehrung – hohe Genauigkeit erforderlich • Keine Auskragungen • Platte kann von unten nach oben bewehrt werden • Keine Arbeit unter überhängenden Stäben erforderlich
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Hohe Spannungen im Bereich der Ecke • Weniger sanfte Umlenkung der Zugkräfte • Außen liegende Verankerung – Korrosion • Evtl. zusätzliche Betonschicht als Schutz vorsehen

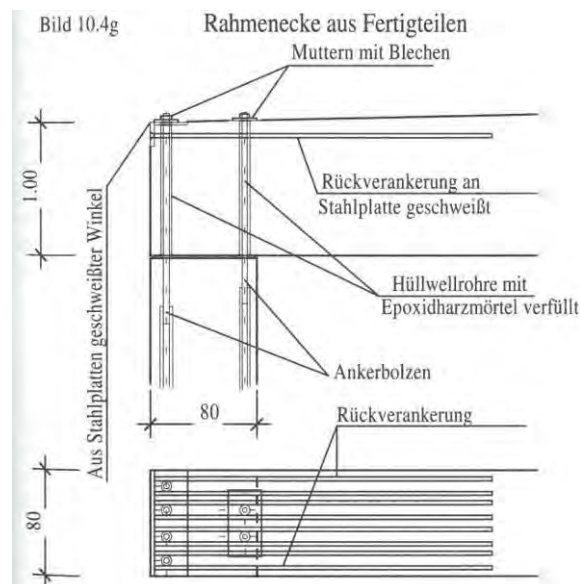


Abbildung 32: Rahmeneckbewehrung bei Fertigteilen (entnommen aus [29]).

3.6.3 Verankerung mit innen liegenden Stahlwinkeln

Die Umlenkung der Zugkräfte im Rahmeneck könnte auch über einen Stahlwinkel erfolgen, welcher die beiden Stäbe (Platte und Wand) kraftschlüssig verbindet und der im Betonquerschnitt angeordnet ist. Dieser Winkel müsste mit Steifen ausgestattet sein um die auftretenden Zugkräfte aufzunehmen. Die Stäbe würden in vorgebohrte Löcher in den Stahlplatten des Winkels geführt werden, wobei diese Löcher so versetzt sein müssten, dass die horizontalen Stäbe aus der Tragwerkplatte und die vertikalen Stäbe aus der Lagerwand nicht kollidieren. Zur Befestigung der Stäbe sollten Muttern auf den Winkel aufgeschweißt werden. Alternativ könnten auch Mutter und Kontermutter verwendet werden. Um eine durchgehende Trennfläche innerhalb des Betonquerschnittes zu verhindern, sollten jeweils nur ein vertikaler und ein horizontaler Stab mit einem Winkel verbunden werden.

Auch der Einsatz dieser Variante erlaubt es auf die radiale Führung der Bewehrung und somit auch auf Auskragung der Stäbe zu verzichten. Die Gefahr bei Arbeiten unter überhängenden Teilen lässt sich damit ausschließen und die Tragwerkplatte kann von unten nach oben bewehrt werden. Die Stahlwinkel befinden sich im Querschnitt und sind damit korrosionsgeschützt. Zudem werden die Bewehrungskonzentrationen im Eckbereich reduziert. Gleichzeitig treten jedoch hohe Spannungen im Bereich der Umlenkung auf, die zudem als Starrkörper im Betonquerschnitt zu einer konzentrierten Umlenkung der Kräfte führen und eine Trennfläche im Querschnitt erzeugen können. Das Langzeitverhalten einer derartigen Verbindung ist nicht erforscht. Tabelle 19 listet die wesentlichen Vor- und Nachteile dieser Variante auf.

Tabelle 19: Vor- und Nachteile der Verankerung mit innen liegenden Stahlwinkeln.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Stahlteile sind korrosionsgeschützt • Verringerung der Bewehrungskonzentration /Entflechtung der Bewehrung • Keine radiale Führung der Bewehrung • Keine Auskragungen • Platte kann von unten nach oben bewehrt werden • Keine Arbeit unter überhängenden Stäben erforderlich
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Hohe Spannungen im inneren des Querschnittes • Störkörper im inneren des Querschnittes • Langzeitverhalten unklar • Weniger sanfte Umlenkung der Zugkräfte

3.6.4 Dickere Eckstäbe und Oberflächenbewehrung

Eine Alternative kann auch die gezielte Verwendung von dickeren Bewehrungsstäben sein. Damit lässt sich die mehrlagige Bewehrungsführung vermeiden und es entstehen

weniger eng bewehrte Bereiche. Auch die Anzahl der Stöße und deren Versatz können so reduziert werden. Um die, aus dem größeren Biegerollendurchmesser, entstehende unbewehrte Zone im Eckbereich zu entschärfen wird eine Oberflächenbewehrung angeordnet. Diese verringert die Gefahr des Abplatzens des Eckbereiches. Die größeren Biegerollendurchmesser reduzieren den Hebelsarm im Eckbereich. Tabelle 20 listet die wesentlichen Vor- und Nachteile dieser Variante auf.

Tabelle 20: Vor- und Nachteile der Verankerung mit dickeren Eckstäben.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Geringere Anzahl von Stäben • Einlagige Ausführung der Bewehrung möglich • Geringere Auskragung durch weniger Versatz der Stöße
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Rissbreitenbeschränkung • Bedarf an zusätzlicher Oberflächenbewehrung um große unbewehrte Bereiche zu verhindern • Geringerer Hebelsarm im Eck durch größere Biegerollendurchmesser

3.6.5 Seilbewehrung

Avak beschreibt in [30] den Einsatz von Stahllitzenseilen als Bewehrung. Es wäre denkbar das Problem der weit in das Baufeld auskragenden Stäbe durch den Einsatz von Seilbewehrung zu lösen. Dabei würde der 90° umgelenkte Stab durch ein Seil ersetzt werden, das erst nach dem Einbau der Plattenbewehrung ausgerollt und eingeflochten wird. Durch die Flexibilität der Seile ist ein Aufrollen zur Verstauung während der Bewehrungsarbeiten an der Platte möglich. Die Seile passen sich an vorgegebene Formen an und die Biegearbeiten entfallen. Abhängig vom verwendeten Seil sind Mindestradien für die Umlenkung einzuhalten. Der erforderliche Biegerollendurchmesser und die Umlenkung um 90° stellen dabei durchaus eine Herausforderung dar. Auch müssen für das Aufwickeln der Seile entsprechende Trommeln vorgesehen werden. Diese am Bauwerk zu befestigen erfordert eine zusätzliche Tragkonstruktion. Als Hürde für eine derartige Eckausführung können sich auch die mechanischen Eigenschaften von Stahlseilen erweisen. Gemäß [31] haben diese nämlich keinen konstanten E-Modul. Zugversuche an Stahlseilen haben gezeigt, dass es mit steigender Seildehnung in Folge von Querkontraktion zu einer progressiven Zunahme der Seilkraft kommt. Diese Zunahme ist besonders bei Seilen mit Fasereinlage stark ausgeprägt. Erst nach mehrmaliger Belastung und bei höheren Zugspannungen stellt sich ein höherer E-Modul ein. Bedingt durch dieses den Seilen eigene Verhalten kann es für schlaff verlegte Seile zu großen Rotationen der Rahmenecke kommen. Die Rissbreitenbeschränkung im Eckbereich ist daher kaum einzuhalten. Hochvergütete Seile wie Spannlitzen erfordern in der Regel Krümmungsradien über 2 m und sind daher nur bei Rahmenecken mit entsprechend dicken Schenkeln verwendbar.

Ein Problem bei der Verlegung von Seilbewehrung ist die Gewährleistung des richtigen Verlegeradius. Dieser könnte erzeugt werden indem in regelmäßigen Abständen Winkelstäbe angeordnet werden auf denen quer verlegte Tragstäbe das Seil fixieren, siehe Abbildung 33. Tabelle 21 listet die wesentlichen Vor- und Nachteile dieser Variante auf.

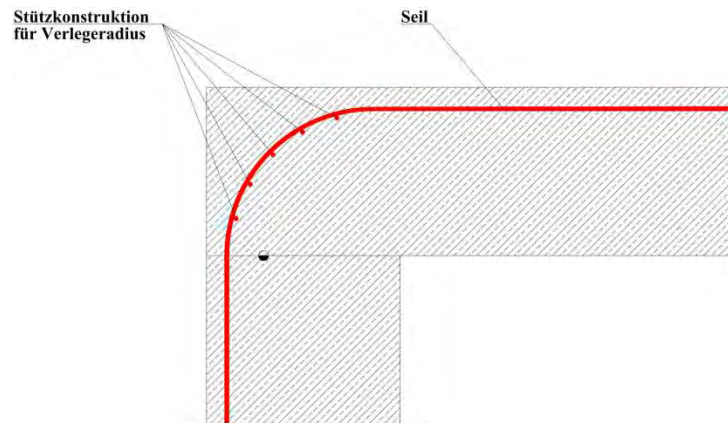


Abbildung 33: Vorschlag für die Verlegung einer Seilbewehrung.

Tabelle 21: Vor- und Nachteile der Verwendung von Seilbewehrung im Rahmeneck.

Vorteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Flexibilität der Seile • Verstaubarkeit während der Bewehrungsarbeiten • Einbau auch bei beengten Verhältnissen möglich • Einfache Anpassung an vorgegebene Formen • Biegearbeiten entfallen
Nachteile:	<ul style="list-style-type: none"> • Biegerollendurchmesser • Kein konstanter E-Modul • Biegeradius • Haltevorrichtung und Stützkonstruktion • Große Dehnungen • Rissbreitenachweise kaum einhaltbar (bei schlaffen Seilen) • Benötigt Hilfsbewehrung zur Formgebung des Radiusbereiches

3.6.6 Generelle Anmerkung zum Versetzen der Stöße mit mechanischen Verbindungselementen

Eine versetzte Anordnung der Muffen, unter- und oberhalb des Radius, ist nicht empfehlenswert. Dazu müssten die teureren Passmuffen eingesetzt werden um eine richtige Lage jener Winkelbewehrungsstäbe zu gewährleisten, die aus der oberen Bewehrungslage der Platte in das Eck reichen. Besser ist die versetzte Anordnung an den horizontalen Stäben, im Anschluss an den Radius.

3.7 Muffenpreise

Zur Bewertung der Muffenverbindungen wurde eine Untersuchung zu marktüblichen Muffenpreisen und zu aktuell gültigen Zulassungen bzw. Registrierungsbescheinigungen durchgeführt. Abbildung 34 zeigt eine Gegenüberstellung von einigen Muffensystemen. Die aufgelisteten Preise wurden aus Preislisten der HerstellerInnen entnommen. Der Vergleich ist hier für einen Stabdurchmesser vom 30 mm angegeben. Abhängig von den einzelnen Herstellern und der Marktsituation können sich andere Preise ergeben. Die Darstellung soll dazu dienen einen groben Überblick über die Verhältnisse der Preise zu geben. Als Vergleichswert ist der Preis für den Stahl eines Übergreifungsstoßes von 1.5 m Länge angegeben. Die zugrunde liegenden Daten können dem Anhang A entnommen werden. Details zu den Preisen können Abbildung 232 bis Abbildung 235 in Anhang A entnommen werden.

Die Gegenüberstellung zeigt, dass es durchaus beachtliche Preisunterschiede für verschiedene Muffensysteme gibt. Als teuerste Variante scheint hier die Steckmuffe mit Scherbolzen auf. Generell ist der herkömmliche Übergreifungsstoß aus Sicht der Materialkosten am günstigsten. Eine tatsächliche Kostenwahrheit müsste die zum Einbau nötigen Mannstunden berücksichtigen. Zeitwerte für Einbau und Prüfung sind jedoch nicht verfügbar. In der Gesamtbewertung der Kosten könnten sich die Preise der Muffensysteme damit durchaus relativieren. Die angegebenen Preise sind Netto-Preise.

Zusätzlich wurden für die Muffensysteme eine Aufstellung der gültigen Zulassungen und Registrierungsbescheinigungen erstellt. Darin wurden für die einzelnen Produkte technische Parameter wie der zulässige Durchmesserbereich, der zu erwartende maximale Schlupf sowie die Zulässigkeit von Vollstößen erfasst. Auch die Eignung für nicht vorwiegend ruhende Beanspruchungen und die dabei zu berücksichtigenden Kennwerte der Ermüdungsfestigkeit wurde erfasst. Aus den Muffenpreisen und den Angaben der Zulassungen konnten unterstützende Informationen für die Bewertung der Muffenverbindungen gewonnen werden. Eine Liste der verfügbaren Zulassungen ist in Anhang B in Tabelle 51 bis Tabelle 54 angegeben.



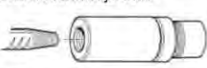
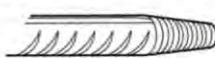


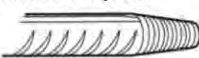

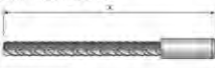
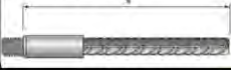

Preislisten für Muffen			
Pressmuffen:	It. Lenton	Modix Standard Muffe A	25.80 (Ø30mm)
			
		Modix Standard Muffe B	30.10 (Ø30mm)
			
		Summe	55.90 (Ø30mm)
Schraubmuffen:	It. Lenton	Gewindeschnitt je Stab	5.00 (Ø30mm)
			
		Muffenhalbstoß	28.60 (Ø30mm)
			
		Summe	38.60 (Ø30mm)
	It. Ancon	Gewindeschnitt je Stab	6.30 (Ø30mm)
			
TTS-Standardkupplung		28.90 (Ø30mm)	
			
		Summe	41.50 (Ø30mm)
It. Ancon	Gewindeschnitt je Stab	6.30 (Ø30mm)	
			
	Positionskupplung	74.80 (Ø30mm)	
			
		Summe	87.40 (Ø30mm)
Muffenstäbe:	It. Betomax	GRIP Tec GTB-M	35.91 (Ø30mm)
			
		GRIP Tec GTB-A	39.99 (Ø30mm)
			
		Summe	75.90 (Ø30mm)
Steckmuffe:	It. IV Austria	MBT ET Betonstahlkupplung	121.90 (Ø30mm)
			
Übergreifungsstoß	It. Blasy	für 1.5m Übergreifung	
		Stahlpreis 1.5.-	(Ø30mm)
			12.48 (Ø30mm)

Abbildung 34: Auflistung von Preisen gängiger Muffentypen.

3.8 Erfahrungen mit Rahmenecken der Firma STRABAG

3.8.1 Ausgeführte Rahmenecken

Die folgenden Abbildungen von Baustellen der Firma STRABAG geben einen Eindruck von ausgeführten Rahmenecken. Abbildung 35 bis Abbildung 39 und Abbildung 43 zeigen dabei die überhängende Eckbewehrung und den hohen Bewehrungsgrad in den Rahmenecken. Gerade bei Abbildung 39 ist der Durchhang der Bewehrung deutlich zu erkennen.



Abbildung 35: Tutzing – Bewehrung des Widerlagers.



Abbildung 36: Rahmentragwerk Bad Ischl.



Abbildung 37: Rahmentragwerk Bad Ischl – Bewehrung.



Abbildung 38: Knoten Uderns – auskragende Stäbe.



Abbildung 39: Knoten Uderns – Widerlager.



Abbildung 40: Umbau BHF Seefeld – Tragwerkschalung. (STRABAG AG und Fröschl AG & Co. KG / Baumeisterarbeiten Umbau Bahnhof Seefeld)

Dass die Bewehrung der Platte in umgekehrter Reihenfolge erfolgen muss kann Abbildung 40 und Abbildung 41 entnommen werden. Die Problematik der Arbeiten unter überhängender Bewehrung beziehungsweise in Bewehrungsnischen wird von Abbildung 42 verdeutlicht.



Abbildung 41: Umbau BHF Seefeld – auskragende Bewehrung. (STRABAG AG und Fröschl AG & Co. KG / Baumeisterarbeiten Umbau Bahnhof Seefeld)



Abbildung 42: Wendebrücke Mayrhofen – Widerlager. (Baumeisterarbeiten Wendebrücke Dornastraße (ARGE LANG-STRABAG))



Abbildung 43: Wendebrücke Mayrhofen – auskragende Bewehrung. (Baumeisterarbeiten Wendebrücke Dornastraße (ARGE LANG-STRABAG))

3.8.2 Befragung von Polieren

Die Firma STRABAG führte mit zwei Polieren Gespräche über die Situation auf Rahmen-eckbaustellen durch. Ziel war die Identifikation von Problemstellen beziehungsweise die Sammlung von positiven und negativen Erfahrungen mit der Ausführung von Rahmeneckbewehrungen. Folgende Erkenntnisse konnten im Zuge der Befragung zur bauseitigen Behandlung weit auskragender Anschlussbewehrungen gewonnen werden:

- In Abhängigkeit von der konstruktiven Gestaltung und den vorgefundenen Platzverhältnissen werden beispielsweise folgende Methoden für den Umgang mit großen Kraglängen gewählt:

- Herstellen von Gerüsten zur Unterstellung oder Abhängung.
 - Herstellen einer Auflagerung mit Stehern und Jochen.
 - Zusammenbinden von Bewehrungsbündeln mit Gurten zur Herstellung der Zugänglichkeit.
 - Auseinanderbiegen von Bewehrungsbündeln zur Herstellung der Zugänglichkeit.
 - Anheben der Bewehrungsbündel für Schal- und Verlegearbeiten mit Kran oder HI-AB.
- Nach Durchsicht der Unterlagen wurden die verschiedenen vorhandenen Stoßtypen durchgesprochen und der Reihenfolge nach aus Ausführungssicht präferiert:
 1. Ausführung der Verankerung mit Schlaufenstoß.
 2. Ausführung der Verankerung mit Ankerkopfplatten.
 3. Ausführung mit Steckmuffenstoß (Muffen könnten vom Baustellenpersonal verlegt u. verschraubt werden, die Bewehrungsstäbe können bauseits abgelängt werden).
 4. Wenn möglich wäre eine Kombination von Press- und Schraubmuffe zu präferieren. Diese Variante entspricht der werkseitig aufgepressten und baustellenseitig verschraubten Endmuffe.
 5. Schraubmuffen sollten nur bei geraden Stäben ausgeführt werden.
 6. Für Schraubmuffen bei gebogenen Stäben sind aus Ausführungssicht Positionsmuffen vorzuziehen.
 - Seilbewehrung ist aus Sicht der Poliere nur vorstellbar, wenn keine großen Pakete zustande kommen. Die Anwendung beschränkt sich aus dieser Sichtweise auf kurze Auskragungslängen. Bei der Ausführung mit Seilbewehrung sind zusätzliche Punkte zu beachten. So ist beispielsweise die Lagegenauigkeit der Seile zu gewährleisten (z.B. gegenüber der Querbewehrung). Auch die Wahl eines äquivalenten Durchmessers und der erzielbaren Biegeradien muss geklärt werden. Von den befragten Polieren wurden auch mögliche Lösungen zur Stützung der Seile gegeben. Da die Seile flexibel sind, müssen Sie in die richtige Form mit dem richtigen Verlegeradius gebracht werden. Dies könnte mittels Abstützung der Seile auf Systemschalungselementen (Trägern / Balken) oder auskragenden Stahlkonsolen erfolgen. In beiden Fällen ist auf die Lagerichtigkeit der Seile und die Einhaltung der Betondeckung zu achten. Während des Bewehrens der Platte könnten die Seile durch Aufrollen auf Trommeln verstaut werden. Dadurch kann Platz gespart werden und der Einbau der Plattenbewehrung kann ungestört erfolgen. Vor allem die Auskragungen der Eckbewehrung würden so entfallen. Als Schwierigkeit stellen sich die formrichtige Positionierung (Biegeradius) und das Dehnungsverhalten der Seile dar.

- Maßgebliche auf Baustellen beobachtete Nachteile von Muffen:
 - Der Platzbedarf der Muffen.
 - Es treten Probleme beim Drehen der Nachbarmuffen auf, wenn der Abstand zwischen den Muffen klein ist.
 - Aufgrund der Platzverhältnisse können auch Probleme bei der Einbringung des Betons auftreten.

- Maßgebliche auf Baustellen beobachtete Herausforderungen beim Schweißen:
 - Die Bereitstellung von Baustrom und die Einhaltung der Sicherheitsvorschriften kann im Bereich der auskragenden Bewehrung erschwert umgesetzt werden.
 - Es ist zertifiziertes Personal für die Herstellung der Schweißverbindung erforderlich.
 - Eine umfangreiche Qualitätskontrolle der Schweißnähte ist erforderlich.
 - Schweißen unter überhängenden Bewehrungsstäben und damit überkopf stellt eine zusätzliche Gefahr dar.
 - Die Zugänglichkeit der Bewehrung ist oft erschwert.
 - Bei der Schweißung abtropfende Schweißperlen zerstören die Schalhaut (Problem bei Sichtschalungen).

Von Seiten der Poliere kamen einige, teils sehr innovative Lösungsvorschläge für die Ausgestaltung des Rahmenecks:

- Die Verwendung eines Schlaufenstoßes im Rahmeneck. Dies ist grundsätzlich ein guter Vorschlag, kann jedoch erfahrungsgemäß nur bei geringen Belastungen (Momente / Kräfte) sinnvoll eingesetzt werden.
- Der Einsatz von einbetonierten Stahlträgern bzw. Profilen als Bewehrungsersatz. Diese Variante ist dadurch gekennzeichnet, dass es im Wesentlichen einen massiven Stahlquerschnitt mit Betonummantelung gibt. Das stellt sich als nicht besonders zweckmäßige Lösung dar und kann daher als weiter zu verfolgende Alternative ausgeschlossen werden.
- Auch der Vorschlag eine innenliegende Verankerung in Form von 90°-Winkeln zu verwenden an welche die horizontale und vertikale Bewehrung angeschlossen sind wurde gemacht. Für diese müssten auf jeden Fall Steifen an den Winkeln vorgesehen werden. Zweckmäßiger wäre es den Winkel von außen auf die Ober- und Rückseite der Stahlbetonplatte zu befestigen. Daran könnten die aufgehende Bewehrung aus der Lagerwand und jene aus der Platte befestigt werden.
- Die Lösungen der Problemstellung durch Verschiebung der Arbeitsfuge in die Lagerwand bzw. durch Anordnen einer Voute auf der Innenseite des Ecks wurden ebenso vorgeschlagen. Dies sind vielversprechende Varianten aus der Praxis und sollten daher genauer untersucht werden.

3.9 Erfahrungen mit der Ausführung von Rahmenecken im Straßennetz der Bundesländer

Der folgende Abschnitt stellt eine Auswahl von ausgeführten Bauwerken im Wirkungsbereich der Bundesländer Niederösterreich und Vorarlberg vor.

3.9.1 Ausgeführte Rahmenecken des Landes Niederösterreich

Bauwerk 1

Bei der Ausführung dieser Brücke wurde bei der Planung genau auf Problemstellen geachtet. Dadurch konnten Probleme mit langen Auskragungen und hohen Bewehrungskonzentrationen vermieden werden.



Abbildung 44: Impressionen Bauwerk 1.

Die Auskragung beträgt hier etwa 320 cm. Der Arbeitsraum unter der überhängenden Bewehrung ist durch die umgebogenen Stäbe etwas eingeschränkt.

Bauwerk 2

Diese Variante wurde mit Rucksacklösung und Halbfertigteilen ausgeführt. Es handelt sich dabei um eine Sonderlösung bei der kein Lehrgerüst zur Anwendung kam.



Abbildung 45: Impressionen Bauwerk 2.

Zur Überbrückung der Spannweite wurden 8 nebeneinanderliegende Fertigteilträger eingesetzt und überbetoniert. Die Auskragung der Eckbewehrung beträgt hier ca. 350 cm.

Bauwerk 3

Hierbei handelt es sich um ein negatives Beispiel für die Ausführung eines Rahmenecks. Es traten sehr hohe Auskrümmungslängen auf und die Ausführung kam damit insgesamt an die Grenzen der Machbarkeit. Die Abbildungen zeigen das eingesetzte Stützgerüst sowie die Rückhängekonstruktion. Die Eckbewehrung wurden zusätzlich auf der Schalung abgestützt. In der vorletzten Abbildung ist der eingeschränkte Arbeitsraum ersichtlich. Die Auskrümmung beträgt etwa 660 cm. An diesem Beispiel wird auch deutlich, dass großes Augenmerk auf die Transportierbarkeit der Stäbe zu legen ist. Um mit dem normalen LKW transportiert werden zu können, darf ein umgebogener Stab nicht mehr als 2.5 m Stichmaß aufweisen. Die hier abgebildeten Eckstäbe haben ein Stichmaß von ca. 4.2 m.



Abbildung 46: Impressionen Bauwerk 3.

Bauwerk 4

Bei der Ausführung dieser Brücke könnte optimiert werden, wenngleich sie nicht so hervorzuheben ist wie Bauwerk 3. Auch hier wurde mit etwa 500 cm eine große Auskragung gewählt.

Bauwerk 5

Ausführung einer Straßenüberführung. Mit etwa 260 cm fällt die Auskragung deutlich geringer aus als bei den beiden vorangegangenen Brücken.

Bauwerk 6

Diese Brücke sticht durch das sehr dichte Bewehrungsnetz hervor. Zusätzlich ist, auf Grund der tiefgezogenen 2. Bewehrungslage, eine Zugänglichkeit von der Tragwerksmitte zum Widerlager nicht möglich. Der Arbeitsraum ist dadurch stark eingeschränkt. Die Auskragung beträgt hier etwa 375 cm.

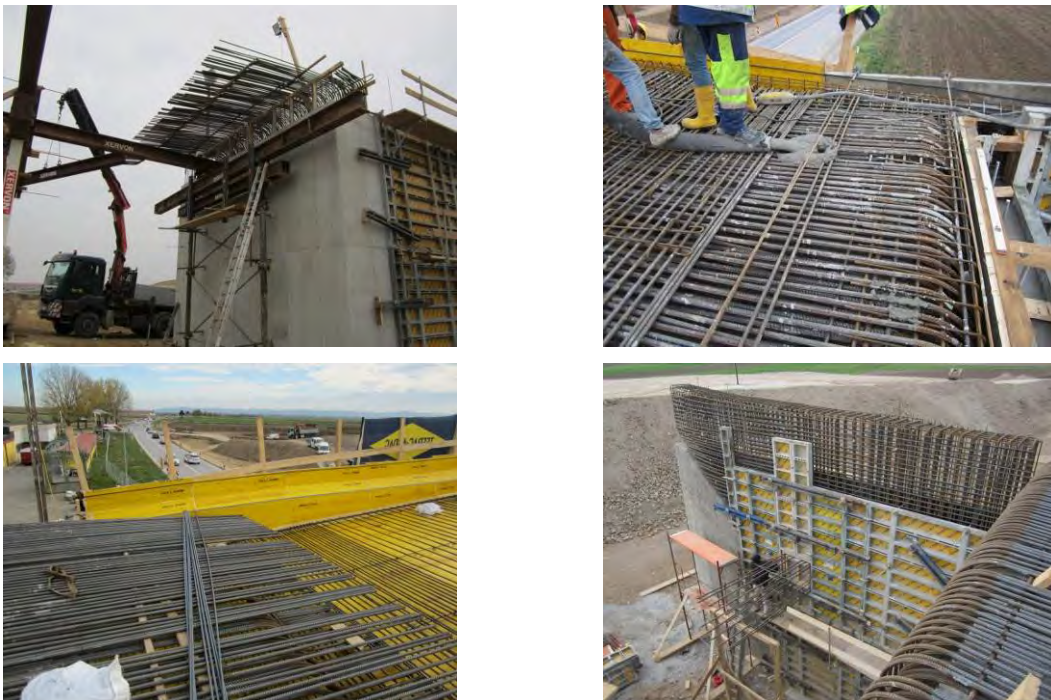


Abbildung 47: Impressionen Bauwerk 6.

Bewehrungsgrade der beschriebenen Brücken

In der Richtlinie RVS 15.02.12 [3] wird unter Punkt 5.2 Rahmenecken beschrieben, dass zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität maximal eine 2-lagige Längsbewehrungsführung mit einem Bewehrungsgrad $q_s \leq 0.8 \%$ ausgeführt werden soll. Generell wird unter Punkt 4.2.3 ein Bewehrungsgrad von $0.3 \% \leq q_s \leq 0.8 \%$ gefordert damit von

duktilen Querschnittsversagen ausgegangen werden darf. Abbildung 48 zeigt, dass die vom Land Niederösterreich zur Verfügung gestellten Unterlagen Bewehrungsgrade innerhalb dieses Bereichs aufweisen. Lediglich für Bauwerk 1 ergibt sich mit knapp 1.2 % ein höherer Wert. Die niedrigen Bewehrungsgrade können allerdings auch auf die großen Querschnittshöhen zurückgeführt werden.

Bewehrungsgrade Brücken Land Niederösterreich - Rahmeneckbewehrung					
Brücke	Position	Bewehrung aus Lagerwand Querschnitt			
Bauwerk 1	∅ 30 / 7.5 =>	7.07 cm ² /7.5cm =>	94.25 cm ² /m		
	∅ 26 / 7.5 =>	5.31 cm ² /7.5cm =>	70.79 cm ² /m		
	Summe		165.04 cm ² /m		
	Plattendicke	140 cm			
	Bewehrungsgrad	$\rho = \frac{[\text{cm}^2/\text{m}]}{(B \cdot 100\text{cm})} =$	0.011788 =>	1.18%	
Bauwerk 2	∅ 30 / 15.0 =>	7.07 cm ² /15cm =>	47.12 cm ² /m		
	∅ 30 / 15.0 =>	7.07 cm ² /15cm =>	47.12 cm ² /m		
	Summe		94.25 cm ² /m		
	Plattendicke	150 cm			
	Bewehrungsgrad	$\rho = \frac{[\text{cm}^2/\text{m}]}{(B \cdot 100\text{cm})} =$	0.006283 =>	0.63%	
Bauwerk 3	∅ 20 / 15.0 =>	3.14 cm ² /15cm =>	20.94 cm ² /m		
	∅ 10 / 15.0 =>	0.79 cm ² /15cm =>	5.24 cm ² /m		
	Summe		26.18 cm ² /m		
	Plattendicke	35 cm (ohne FT-Träger)			
	Bewehrungsgrad	$\rho = \frac{[\text{cm}^2/\text{m}]}{(B \cdot 100\text{cm})} =$	0.007480 =>	0.75%	
Bauwerk 4	∅ 26 / 15.0 =>	5.31 cm ² /15cm =>	35.40 cm ² /m		
	∅ 26 / 15.0 =>	5.31 cm ² /15cm =>	35.40 cm ² /m		
	Summe		70.79 cm ² /m		
	Plattendicke	130 cm			
	Bewehrungsgrad	$\rho = \frac{[\text{cm}^2/\text{m}]}{(B \cdot 100\text{cm})} =$	0.005445 =>	0.54%	
Bauwerk 5	∅ 30 / 30.0 =>	7.07 cm ² /30cm =>	23.56 cm ² /m		
	∅ 30 / 30.0 =>	7.07 cm ² /30cm =>	23.56 cm ² /m		
	∅ 20 / 15.0 =>	3.14 cm ² /15cm =>	20.94 cm ² /m		
	Summe		68.07 cm ² /m		
	Plattendicke	130 cm			
	Bewehrungsgrad	$\rho = \frac{[\text{cm}^2/\text{m}]}{(B \cdot 100\text{cm})} =$	0.005236 =>	0.52%	
Bauwerk 6	∅ 20 / 30.0 =>	3.14 cm ² /30cm =>	10.47 cm ² /m		
	∅ 20 / 30.0 =>	3.14 cm ² /30cm =>	10.47 cm ² /m		
	∅ 20 / 15.0 =>	3.14 cm ² /15cm =>	20.94 cm ² /m		
	∅ 20 / 30.0 =>	3.14 cm ² /30cm =>	10.47 cm ² /m		
	∅ 20 / 15.0 =>	3.14 cm ² /15cm =>	20.94 cm ² /m		
	Summe		73.30 cm ² /m		
	Plattendicke	110 cm			
	Bewehrungsgrad	$\rho = \frac{[\text{cm}^2/\text{m}]}{(B \cdot 100\text{cm})} =$	0.006664 =>	0.67%	

Abbildung 48: Bewehrungsgrade der Brücken des Landes Niederösterreich.

3.9.2 Ausgeführte Rahmenecken des Landes Vorarlberg Bauwerk 7

Im Randbereich ergeben sich Auskragungen von 8.55 m, im Bereich dazwischen treten 4.50 m Schenkellänge auf.



Abbildung 49: Impressionen Bauwerk 7.

Bauwerk 8

Die Eckbewehrung werden bei dieser Brücke etwa 3.0 m in die Lagerwand geführt und kragen weitere 3.0 m aus.



Abbildung 50: Impressionen Bauwerk 8.

Bauwerk 9

Die Eckbewehrung wird hier etwa 3.9 m in die Lagerwand geführt und kragt weitere 3.5 m aus. Die Eckbewehrung wurde dabei baustellenseitig in die richtige Lage gebogen.

Bewehrungsgrade der beschriebenen Brücken

Abbildung 51 zeigt, dass die vom Land Vorarlberg zur Verfügung gestellten Brücken Bewehrungsgrade innerhalb des in RVS 15.02.12 unter Punkt 4.2.3 und 5.2 geforderten Bereichs von $0.3 \% \leq q_s \leq 0.8$ aufweisen.

Bewehrungsgrade Brücken Land Vorarlberg - Rahmeneckbewehrung					
Brücke	Bewehrung aus Lagerwand				
	Position	Querschnitt			
Bauwerk 7	$\emptyset 20 / 12.5 \Rightarrow$	3.14 cm ² /12.5cm	\Rightarrow	25.13 cm ² /m	
	$\emptyset 20 / 15.0 \Rightarrow$	3.14 cm ² /15.0cm	\Rightarrow	20.94 cm ² /m	
		Summe		46.08 cm ² /m	
	Plattendicke	75 cm			
	Bewehrungsgrad	$\rho =$	$[\text{cm}^2/\text{m}] / (\text{B} \cdot 100\text{cm}) =$	0.006144 \Rightarrow	0.61%
Bauwerk 8	$\emptyset 26 / 7.5 \Rightarrow$	5.31 cm ² /7.5cm	\Rightarrow	70.79 cm ² /m	
		Summe		70.79 cm ² /m	
	Plattendicke	95 cm			
		Bewehrungsgrad	$\rho =$	$[\text{cm}^2/\text{m}] / (\text{B} \cdot 100\text{cm}) =$	0.007452 \Rightarrow
Bauwerk 9	$\emptyset 24 / 15.0 \Rightarrow$	4.52 cm ² /15cm	\Rightarrow	30.16 cm ² /m	
	$\emptyset 14 / 15.0 \Rightarrow$	1.54 cm ² /15.0cm	\Rightarrow	10.26 cm ² /m	
		Summe		40.42 cm ² /m	
	Plattendicke	70 cm			
	Bewehrungsgrad	$\rho =$	$[\text{cm}^2/\text{m}] / (\text{B} \cdot 100\text{cm}) =$	0.005775 \Rightarrow	0.58%

Abbildung 51: Bewehrungsgrade der Brücken des Landes Vorarlberg

3.10 Erfahrungen von Biegebetrieben mit Muffen und Schweißen

3.10.1 ARGE Baustahl Blasy Neptun

Zum Thema Schweißen konnten folgende Erfahrungen gesammelt werden:

- Erfahrungsgemäß haben wenige Firmen die notwendigen Prüfungen für die Ausführungen von Baustahlschweißungen.
- In den letzten 15 Jahren sind ARGE BSt keine nennenswerten Verwendungen in ihrem Wirkungsbereich bekannt.
- In jedem Fall ist der Aufwand auf der Baustelle zu Schweißen sehr hoch – und damit auch die Kosten.
- Bei ARGE BSt werden Stumpfschweißungen zum Verbinden von Coils durchgeführt. Diese dienen dazu die neue Coil in die Biegemaschine einzuziehen (ca. alle 3600m eine Verbindung).
- Würde man die Stumpfschweißung für die Anwendung in Rahmenecken verwenden wollen, so müsste sichergestellt sein, dass der bewegliche Stab (bis 14m Länge oder sogar darüber) lagerichtig positioniert ist und mit entsprechendem Druck/Temperatur zusammengepresst wird. Auf der Baustelle scheint dies, gerade bei großen Stablängen und -durchmessern problematisch. Siehe dazu beispielhaft die Maschine in Abbildung 52. Diese ist bis zu einem Durchmesser von 20 mm einsetzbar. Aber nur in sehr beschränkten Rahmenbedingungen hinsichtlich Platzbedarf und Standort.

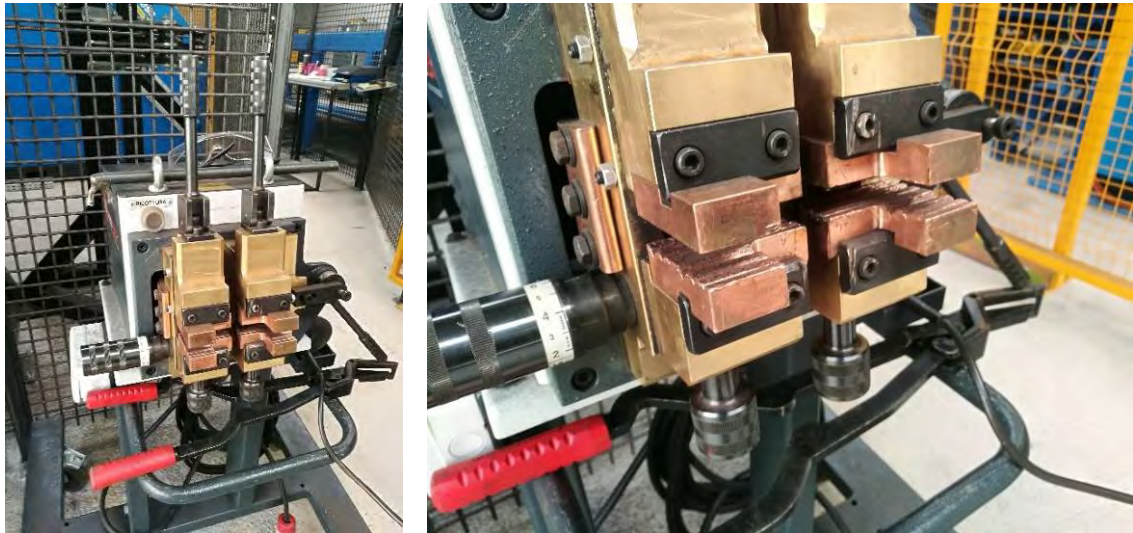


Abbildung 52: Stumpfschweiß-Gerät.

Zum Thema Muffen konnten folgende Erfahrungen gesammelt werden:

- Alle Typen von Muffen mit Gewinden sollten im Werk vorbereitet werden – Gewinde-schalen ist im eingebauten Zustand nur mit erheblichem Aufwand machbar.
- Auch Pressmuffen sind nur unter hohem Aufwand vor Ort setzbar. Alleine die Größe der Maschinen erschwert den Einsatz vor Ort.
- Abreißmuffen benötigen bei größeren Stabdurchmessern (über 20 mm) erheblichen Platz. Auch die Anzahl der Abreißbolzen steigt mit dem Stabdurchmesser – und damit der Aufwand beim Einbauen.
- Der Einsatz von GEWI-Stäben bedeutet einerseits höhere Kosten (min. 10% laut C.S.) und andererseits hat nicht jedes Werk die Stäbe verfügbar bzw. werden diese nur von wenigen Herstellern erzeugt.

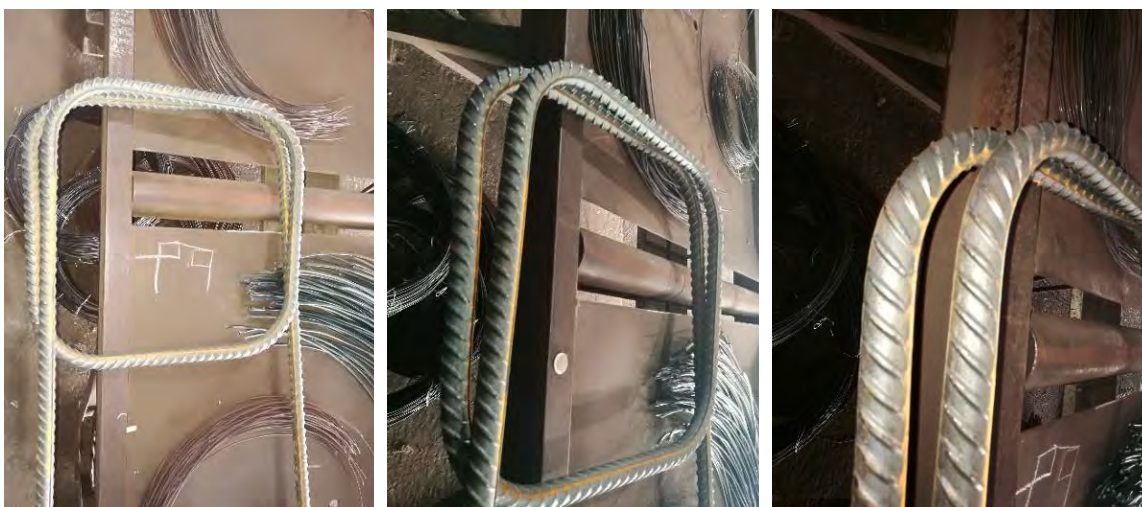


Abbildung 53: Schlaufen zweilagig mit vertikalen Schenkeln.

Bezüglich des Schlaufenstoßes wurden vor Ort Versuchsbiegungen durchgeführt. Im Laufe des Projektes kam die Idee auf die Anwendungsgrenzen des Schlaufenstoßes zu erweitern indem die Schlaufe in mehreren Lagen gelegt wird. Abbildung 53 links zeigt solch eine Schlaufe. Der Stab wurde dazu $6 \times 90^\circ$ gebogen. Besonders bei der letzten Abbiegung ist durch die restlichen Stabteile ein Überbiegen nicht mehr adäquat möglich. Durch das Zurückfedern entsteht die nicht maßhaltige Form mit Winkeln größer 90° , siehe Abbildung 53 Mitte und rechts.

Wird die sechste Abbiegung weggelassen und der Stab läuft horizontal aus, so kann das Verhalten verbessert werden. Abbildung 54 zeigt dies. Jedoch bleibt der Schenkel auch hier wenig winkeltreu.



Abbildung 54: Schlaufen zweilagig mit einem horizontalen Schenkel.

3.11 Erfahrungen mit Schalungsbau bei monolithischen Bauwerken

3.11.1 DOKA Österreich

Erfahrungsgemäß gestalten sich der Schalungsbau und die Rüstarbeiten sehr herausfordernd. Zur erfolgreichen Abwicklung ist einiges an Mehraufwand nötig.

Die Schalung für eine monolithische Ausführung hätte einige Zwangspunkte. Zum einen würde sie durch die OK Fundament und die UK Tragwerk begrenzt, was gerade aus Sicht von Systemschalungen als Problem zu sehen ist. Systemschalungen haben fixe Längen und werden in der Regel nach dem Betonieren eines Abschnittes versetzt um für den nächstfolgenden Abschnitt Verwendung zu finden. Für eine monolithische Ausführung müsste die Schalung also stets an die jeweilige Widerlagerhöhe angepasst werden. Da eine Systemschalung dann nicht mehr angewendet werden kann (oder nur bedingt) entstehen große Mehrkosten. Auch ein Ausbau in herkömmlicher Weise gestaltet sich schwierig, da die Schalung zwischen Fundament und Tragwerk bzw. Überbau eingeklemmt wird.

Bei herkömmlichem Vorgehen wird das betonierte Widerlager zur Befestigung der Plattenschalung und zur Einleitung auftretender Längskräfte verwendet. Bei monolithischer Bauweise ist dies durch das noch nicht erfolgte Erstellen des Widerlagers nicht möglich. In eingeschränkter Form kann eine Befestigung und Krafteinleitung erfolgen, wenn ein Teil der Widerlagerwand bereits mit dem Fundament erstellt wird. Da die Schalung, Rüstung und andere auftretende Kräfte also über das Fundament abgetragen werden müssen, bedarf es eines massiveren Fundamentes. Dieses muss breiter sein sowie nach vorne mehr Platz für die Auflagerung der Rüstung bieten.

Durch die größere Betonierhöhe steigt auch der Schalungsdruck was eine steifere Schalung erfordert. Bedingt kann dem Problem durch eine Anpassung der Steiggeschwindigkeit begegnet werden. Gerade bei schiefwinkligen Brücken können große Differenzlasten auftreten. Auch der Gesamtaufwand durch höhere Lohn- und Materialkosten ist zu beachten.

4 BEWERTUNG DER AUSFÜHRUNGSVARIANTEN

4.1 Optimierung des Übergreifungsstoßes

Ausgangspunkt für alternative Bewehrungslösungen bildet eine Referenzbrücke, bei der die Rahmeneckbewehrung so konzipiert wurde, dass Hilfskonstruktionen für deren temporäre Lagesicherung erforderlich wurden. Siehe dazu Abbildung 55.

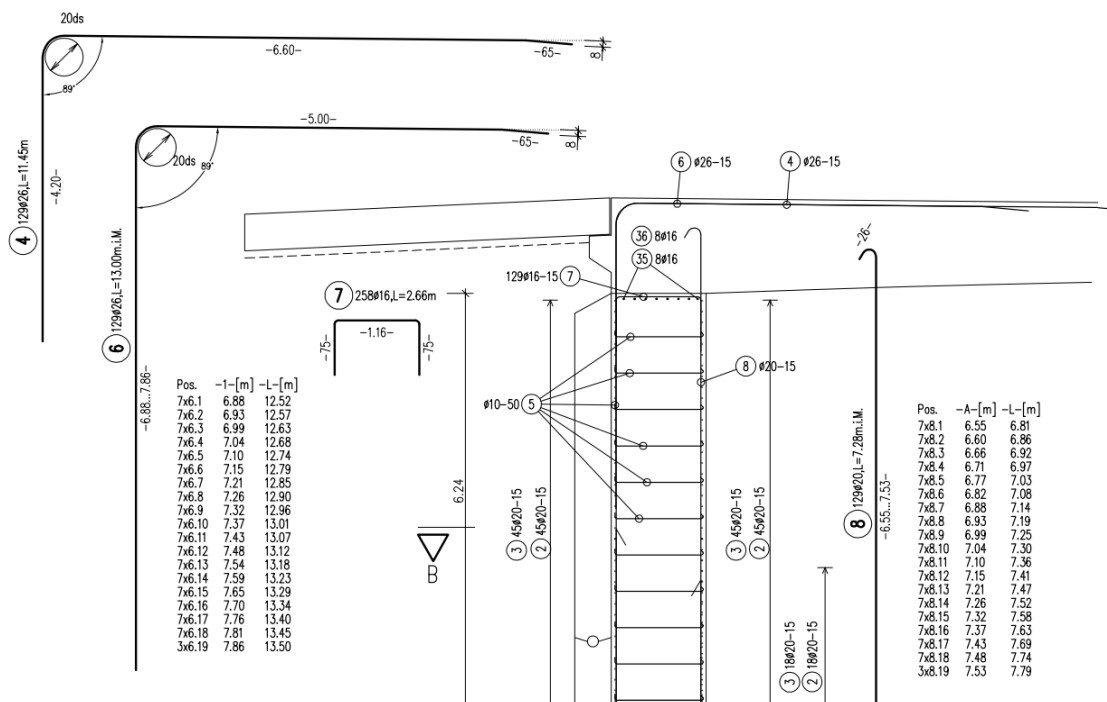


Abbildung 55: Rahmeneckbewehrung der Referenzbrücke mit horizontalen Schenkellängen von 7.25m.

Es wurden drei unterschiedliche Bewehrungsvarianten betrachtet:

- Alternative Bewehrungsführung bei gleicher Arbeitsfugenanordnung
- Alternative Bewehrungsführung bei gestufter AF-Anordnung (z-Fuge)
- Alternative Bewehrungsführung bei tiefergesetzter AF-Anordnung

Zur Vergleichbarkeit der unterschiedlichen Varianten wurde die in der Referenzbrücke angeordnete Bewehrung als voll ausgenutzt angenommen und die entsprechend ihrer statischen Wirksamkeit gleiche Bewehrungsmenge für die Alternativen vorausgesetzt. Bei Anordnung der oberen Hauptbewehrung in einer zusätzlichen Lage (2. und 4. Lage oben) wird die statische Höhe reduziert und muss dementsprechend die Bewehrungsmenge erhöht werden, um gleiche Biegemomente abdecken zu können. Dieser Effekt wurde in der nachstehenden Abbildung 6 im Bewehrungsvorschlag II berücksichtigt.

Die Rahmeneckbewehrungsstäbe, die mit dem Widerlager mitbetoniert werden, konnten mit horizontalen Schenkellängen von 2.40 m konstruiert werden, sodass die üblichen Transportbreiten gut eingehalten werden können. Durch die Anordnung in zweiter und vierter Lage ist auch ein Vollstoß im hochbeanspruchten Bereich möglich. Der Abstand der Bewehrungsstäbe beträgt – wie auch bei der Referenzbrücke – 15 cm. Siehe Abbildung 57.

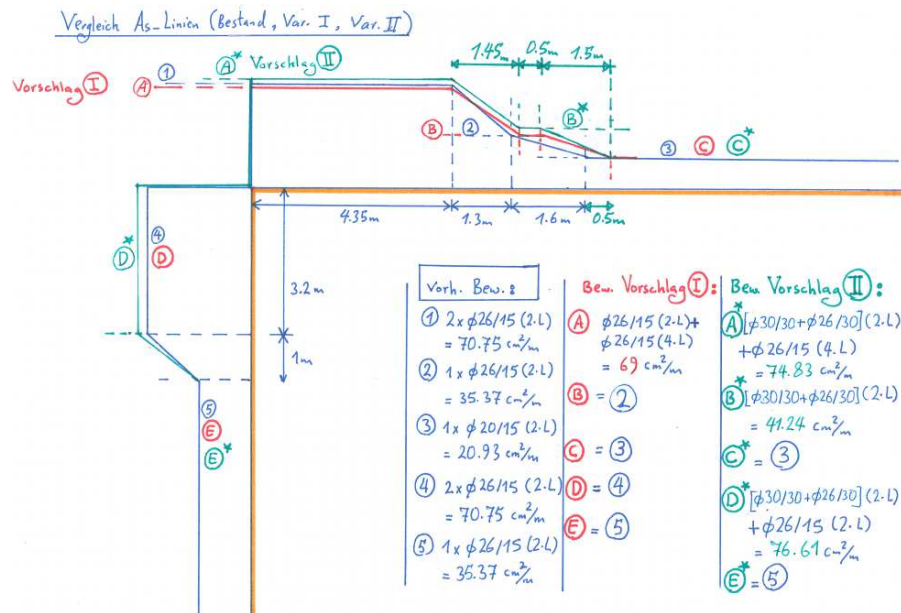


Abbildung 56: As-Linien Vergleich.

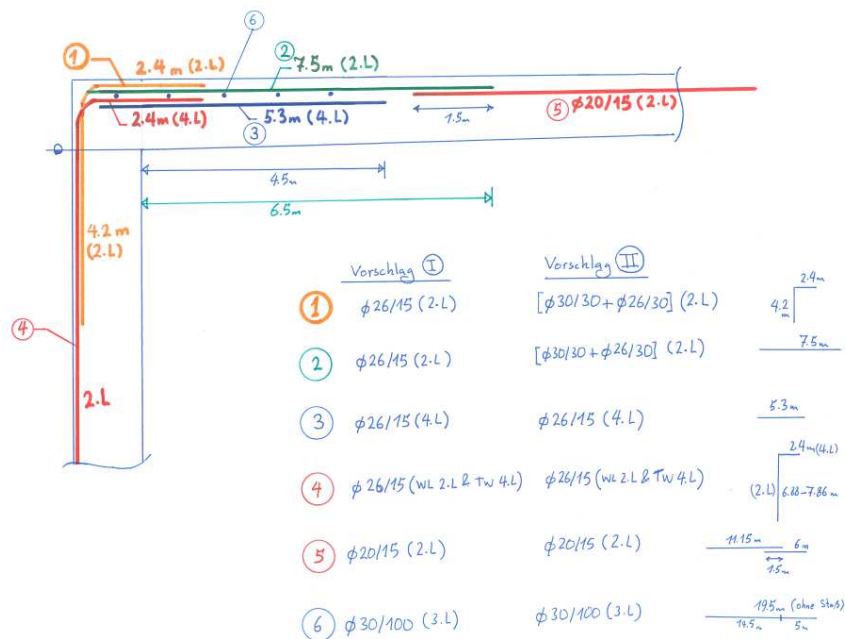


Abbildung 57: Bewehrungsskizze alternative Bewehrungsführung (Vorschlag II).

In den beiden Variante der z-Fuge sowie der tiefergelegten Arbeitsfuge Aufgehenden/Tragwerk wurde der Stoß der Rahmeneckbewehrung in den obersten Teil des Aufgehenden verlegt, der nunmehr jedoch mit dem Tragwerk mitbetoniert wird. Auch hier wurde eine zusätzliche Lage im Widerlager ergänzt (2. und 4. Lage außen). Die horizontalen Schenkellängen der Rahmeneckbewehrung entsprechen jenen der Referenzbrücke. Siehe Abbildung 58.

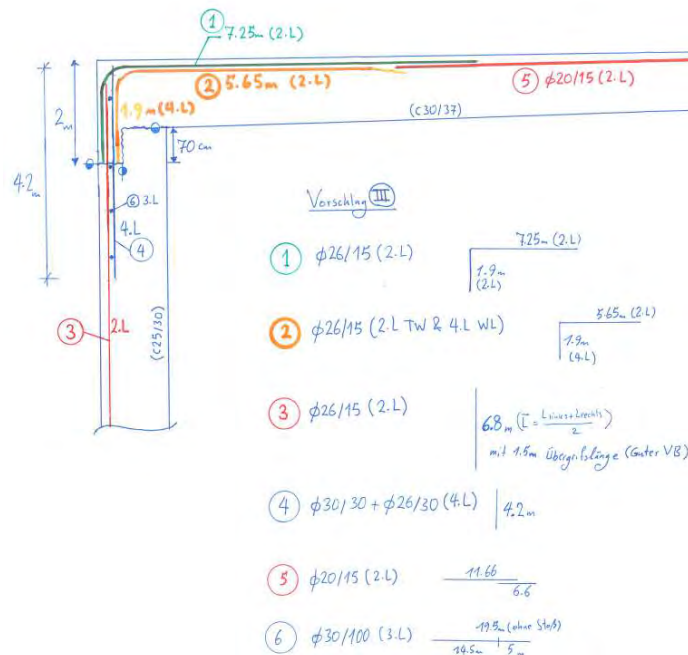


Abbildung 58: Bewehrungsskizze alternative Bewehrungsführung (z-Fuge).

4.2 Wirtschaftlichkeitsanalyse

Der Kostenvergleich dient ausschließlich der prozentuellen Abschätzung für die unterschiedlichen Herstellungsarten im Zuge des Forschungsprojektes. Es werden nur die relevanten Betonbau-Positionen betrachtet, siehe Abbildung 59.

Die Kosten wurden unter Vorlage von allen Ausführungsplänen (Objektsplan und Bewehrungspläne) erstellt. Es wird darauf hingewiesen, dass sich die ermittelten Kosten / Preise bei Veränderung von Kalkulationseinflüssen (Geometrie, Lage, etc.) unverhältnismäßig verändern können.

Für die Kalkulation wurden folgende Annahmen getroffen:

- der Herstellungsort des Bauwerkes ist Innsbruck (Einfluss auf Lieferkosten).
- es werden die momentan üblichen Marktpreise für den Raum Tirol verwendet.
- Verwendete Preislisten: Modix-Preisliste, Vergleichsangebot ARGE Baustahl, Richtpreisangebot Fa. Doka, ARGE-Beton.

- Für das Lehrgerüst wird im Regelfall von einer Vorhaltedauer von 3 Monaten ausgegangen.
- Da die Hänge- und Schrägflügel (Pos. 31.01.22. „Aufgehendes Stb. m.S. C25/30/B5 – Hängeflügel“ und Pos. 31.01.23. „Aufgehendes Stb. m.S. C25/30/B5 – Schrägflügel“) bei allen Ausführungsvarianten auszuführen sind werden diese in der Bewertung nicht berücksichtigt.
- Der Bruttomittellohn wurde marktüblich mit 40 €/h, der Firmenzuschlag mit 10 % angesetzt.
- Massenermittlung: es wird davon ausgegangen, dass die Ausschreibungsmassen den Ausführungsmassen entsprechen

Struktur	Typ	Pos. Nr.	Info	Pos. Art	Kurztext	LV-Menge	ME
	GT	02.01.01	Z		Mit dem Einheitspreis werden die einmaligen Kosten für die		
	FT	02.01.01A.	Z		Einrichten der Baustelle	1,00	PA
	ULG	02.02.	Z		Zeitgebundene Kosten der Baustelle		
	GT	02.02.01	Z		Mit dem Einheitspreis werden die zeitgebundenen Kosten des		
	FT	02.02.01A.	Z		Zeitgebundene Kosten Bauzeit PA	1,00	PA
	ULG	02.04.	Z		Räumen der Baustelle		
	GT	02.04.01	Z		Mit dem Pauschalpreis sind die einmaligen Kosten für die		
	FT	02.04.01A.	Z		Räumen der Baustelle	1,00	PA
	LG	31.	Z		Beton-, Stahlbeton- und Mauerungsarbeiten		
	ULG	31.01.	Z		Beton und Stahlbeton		
	GT	31.01.09	Z		Gründungskörper aus Stahlbeton einschließlich Schalung und		
	FT	31.01.09G.	Z		Gründung Stb. m.S. C25/30/B3/GK32	424,00	m ³
	GT	31.01.21	Z		Aufgehende Bauteile aus Stahlbeton einschließlich Schalung		
	FT	31.01.21C.	Z		Aufgehendes Stb. m.S. C25/30/B5 - Widerlager	335,00	m ³
	GT	31.01.27	Z		Tragwerk/Decken/Träger aus Stahlbeton einschließlich		
	FT	31.01.27G.	Z		Tragwerk/Decken/Träger Stb. m.S. C30/37/B5/SB/BL	475,00	m ³
	ULG	31.02.	Z		Bewehrung		
	GT	31.02.01	Z		Betonstahl der Sorte x für schlaffe Bewehrung liefern,		
	FT	31.02.01A.	Z		Betonstahl B550B	182,00	t
	ULG	31.03.	Z		Schalung und Gerüstung		
	GT	31.03.18	Z		Herstellen eines Lehrgerüsts. Das Lehrgerüst ist plangemäß		
	FT	31.03.18A.	Z,X		Lehrgerüst Tragwerk PA	1,00	PA

Abbildung 59: Relevante Betonbau-Positionen.

Folgende Ausführungsvarianten wurden mit den angegebenen Randbedingungen untersucht:

Herkömmliche Bauweise: Für die auskragenden Bewehrungsstäbe wird in der Position 02.01.01A. „Einrichten der Baustelle“ ein Gerüst als Auflage für die Bewehrungsstäbe einkalkuliert. Des Weiteren wird das Gerüst für die Ausführung der Bewehrungsarbeiten in dieser Position berücksichtigt.

Für die Verlegung der auskragenden Bewehrung wird zusätzlich ein Steiger als Arbeitsmittel für eine Vorhaltezeit von 1 Monat einkalkuliert.

Es müssen anteilmäßige Mehrkosten für den erschwerten Bewehrungseinbau und -transport aufgrund Abmessungen (großen Schenkellängen) in Pos. 31.02.01A. „Betonstahl B550B“ eingerechnet werden.

Fuge in Widerlager: Bei dieser Variante wird eine durchgängige Fuge auf Höhe der Unterkante der Fuge gem. z-Variante ausgeführt.

Fuge als Z-Variante: Die Fuge wird mit Streckmetall bzw. baupraktisch mit Holz abgeschalt. Für diese Arbeiten wurde Pos. 31.03.11. „Streckmetalleinlage“ eingefügt.

Die Bewehrungsmenge (Gesamttonnage) erhöht sich um 5.2 to.

Erhöhung der Pos. 31.02.01A. „Betonstahl B550B“ von 182.0 to auf 192.4 to.

Umgekehrte Errichtung: Bei der umgekehrten Errichtung wird von einer verlängerten Vorhaltezeit für das Lehrgerüst von 1 Monat ausgegangen. Zusätzlich bedarf es einer horizontalen Abschalung des „Mauerherdes“ im Bereich der beiden Widerlager und einer zusätzlichen Staxo Stützenreihe zur Aufnahme der Betonage-Kräfte. Für die Betonage der Widerlagermauern müssen Einfüll- bzw. Entlüftungsöffnungen (Rohre ≥ 200 mm) im Tragwerk vorgesehen werden – Annahme Abstand ca. 1.0 m. Bei den Widerlagern müssen infolge des erschwerten Bewehrungseinbaues sowie der Schalungseinpassungen zwischen Gründung und Tragwerk die Preise angepasst werden. Des Weiteren ist es notwendig das Gerüst für die Bewehrungsverlegung der Widerlager für die Herstellung der inneren Bewehrung ein zusätzliches Mal herzustellen. Für die Herstellung der Schalungsarbeiten ist es erforderlich „luftseitig“ Rüstungsarbeiten auszuführen. Da der Beton unter Umständen nicht ausreichend (bzw. durch die Füllöffnungen nicht augenscheinlich) verdichtet werden kann muss mit selbstverdichtendem Beton (SCC / ECC) gearbeitet werden. Die Schalung für die Widerlagermauern ist unter dem bereits bestehenden Tragwerk anzupassen. Die Vorhaltdauer für die Widerlager wird um 50 % erhöht (auf 6 Wochen) ebenso werden die Schalungsansätze angepasst. Die Bewehrung ist zwischen der bereits bestehenden Bewehrung der Fundierung und der Bewehrung des Tragwerkes einzupassen. Die Kosten für das „Mitbetonieren“ einer Aufkantung im Zuge der Gründungsherstellung – damit das Ausschalen erfolgen kann – wird in die Pos. Aufgehendes eingerechnet.

Muffen: Pos. 31.02.05B. „Stoß - Muffe $> 16 \leq 26$ mm“ wurde hinzugefügt – die zusätzlichen Maßnahmen aus der „herkömmlichen Bauweise“ können entfallen.

Alternative Bewehrungsführung: Bei der Herstellung des Bauwerkes mittels alternativer Bewehrungsführung werden die Ansätze wie bei der „herkömmlichen Bauweise“ angesetzt. Bei der Bewehrungsführung kann auf die zusätzlichen Unterstützungsmaßnahmen aufgrund der auskragenden Bewehrung verzichtet werden. Die Bewehrungsmenge (Gesamttonnage) erhöht sich um 8.3 to.

Monolithische Bauweise: Bei dieser Bauweise muss die gesamte Schalung inkl. Lehrgerüst für die Dauer der Arbeiten (inkl. Ausschallfristen) vorgehalten werden. Die Schalungskosten (Tragwerk und Widerlager) erhöhen sich entsprechend der „umgekehrten Errichtung“ jedoch ohne Vergrößerung der Abmessungen des Lehrgerüsts. Die Herstellung der Widerlager mittels SCC braucht nicht zu erfolgen. Im Bereich der erdseitigen Widerlagermauer muss zur Herstellung des „Auflagerspornes“ für die Schleppplatte im Tragwerk die Schalung aufgedoppelt werden. Die Schalungskosten für die Widerlager können sich bei komplizierterer Geometrie erheblich erhöhen.

In Tabelle 22 ist das Ergebnis des Kostenvergleiches dargestellt. Die Beträge können infolge veränderter Geometrie etc. stark abweichen und dadurch kann es zu einer anderen Reihung kommen. Die Methoden 5 und 6 sind aus bauausführender Sicht zu bevorzugen, da diese Methoden in der Ausschreibungsphase kalkulatorisch am besten erfassbar sind.

Tabelle 22: Ergebnis des Kostenvergleiches.

Variante	Preis Netto [€]
6 Alternative Bewehrungsführung	690.952,36
3 Fuge in Z-Variante	707.011,75
1 Herkömmliche Bauweise	708.629,02
5 Muffen	709.867,28
2 Fuge in Widerlager	717.240,27
7 Monolithische Bauweise	801.346,13
4 Umgekehrte Errichtung	831.039,69

4.3 Bewertungsmatrix und Beurteilung

Um die verschiedenen Alternativen für die Ausführung der Rahmenecke bei integralen Brücken bewerten zu können wurden ein Bewertungsschema entwickelt. Dazu wurden die sieben in Tabelle 23 beschriebenen Hauptkriterien und die jeweils zugehörigen Unterkriterien definiert. Die Hauptkriterien sind Kosten, Stand der Technik, Konstruktionsqualität, Arbeitssicherheit, Tragfähigkeit und die Akzeptanz in der Praxis.

Die Hauptkriterien wurden nach ihrer Wichtigkeit bewertet indem ihnen Punkte zugewiesen wurden. Je höher die erreichte Punkteanzahl eines Kriteriums war, desto entscheidender war es für die Bewertung. Es wurden je Hauptkriterium 100 Punkte vergeben und gemäß Tabelle 24 gewichtet. Exemplarisch werden in Tabelle 55 die je Kriterium erreichbaren Punkte in Spalte 3 gelistet. Die für diese spezielle Variante vergebenen Punkte sind in Spalte 2 aufgelistet. In Spalte vier wird die Wahl der Punkte kurz begründet und in der letzten Spalte sind die Punkte je Hauptkriterium summiert. Spalte vier wird schließlich aufsummiert und daraus die erreichte Prozentzahl errechnet. Maximal können 100% erreicht werden. Der hier gezeigte Stoß erreicht demnach 82%. Diese Prozentzahl erlaubt den Vergleich zu den anderen bewerteten Varianten. Tabelle 24 zeigt die Ergebnisse der Bewertung der verglichenen Varianten. In der zweiten Spalte sind die erreichten Prozentpunkte gelistet. Abhängig von der gewählten Gewichtung ergeben sich die rechts dargestellten Reihungen. Im unteren Teil der Tabelle sind vier mögliche Gewichtungsvarianten dargestellt. So konnte entweder ausgewogen, mit Schwerpunkt Kosten, Arbeitssicherheit oder Konstruktion und Tragfähigkeit gewichtet werden. Es zeigt sich, dass unabhängig von der Gewichtung die Variationen des herkömmlichen Übergreifungsstoßes, die Muffenverbindungen und die Schweißverbindungen tendenziell vorne gereiht sind.

Basierend auf dieser Bewertung wurden die Varianten Übergreifungsstoß im gering beanspruchten Bereich, versetzter Übergreifungsstoß in der Lagerwand, Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden, Steckmuffenstoß und Schweißstoß als Favoriten bestimmt.

Daraus ergaben sich die folgenden für das weitere Vorgehen definierten Themenblöcke:

- Optimierung des Übergreifungsstoßes
- Abweichung von der traditionellen Betonierreihenfolge
- Muffen bzw. Schweißen

Tabelle 23: Beschreibung der Beurteilungskriterien.

Kosten	
Herstellkosten	Welche Kosten fallen für die Herstellung der Alternative an?
Lohnkosten	Welche Lohnkosten fallen während Herstellung/Erhaltung/Rückbau der Alternative an?
Erhaltungskosten	Welche Kosten sind für die Erhaltung der Alternative aufzuwenden?
Rückbaukosten	Welche Rückbaukosten fallen für die Alternative an?
Materialkosten	Welche Materialkosten fallen für die Erstellung der Alternative an?
Materialbedarf	Welcher Materialaufwand fällt für die Erstellung der Alternative an?
Einbauzeit	Wie viel Zeit wird für den Einbau der Verbinder benötigt?
Vorbereitende Arbeiten	Fallen Arbeiten an um die Erstellung der Alternative vorzubereiten?
Nachbearbeitung	Fallen Arbeiten an um die Erstellung der Alternative nachzubereiten?
Transportkosten (Überlängen)	Fallen erhöhte Transportkosten an?
Stand der Technik	
Zulassung für den Brückenbau	Gibt es eine Zulassung? Wenn nicht, mach es Sinn sie anzustreben?
Konstruktionsqualität	
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	Wie gut lässt sich die Güte der erzeugten Verbindung prüfen?
Aufwand für Qualitätsprüfung	Welcher Aufwand muss für die Qualitätssicherung der Alternative bzw. zur Überprüfung der Verbindungsgüte getrieben werden?
Platzbedarf im Bauteil	Wieviel Platz benötigt die Verbindung im Bauteil? Verringert sie die statische Nutzhöhe?
Konstruktionsqualität	Wie dauerhaft ist die Alternative aus konstruktiver Sicht?
Bewehrungsgrad	Wie hoch ist der Bewehrungsgrad? Treten Probleme beim Einbringen des Betons auf?
Ausgleichsmöglichkeiten (Schiefstellung), Positionierbarkeit	Stehen Ausgleichsmöglichkeiten für z.B. Schiefstellungen zur Verfügung?
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	Kann die Verbindung im hochbeanspruchten Bereich gesetzt werden?
Arbeitssicherheit	
Benötigter Installations- / Arbeitsraum	Welcher Arbeitsraum wird benötigt? Steht dieser zur Verfügung?
Schutzmaßnahmen erforderlich	Sind spezielle Schutzmaßnahmen erforderlich?
Gefährdung	Geht von der Alternative besonderes Gefährdungspotenzial aus?
Tragfähigkeit	
Schlupf	Wieviel Schlupf ist in der Verbindung möglich?
Tragfähigkeit	Wie dauerhaft ist die Alternative aus statischer Sicht?
Stabschwächung	Tritt durch die Verbindung eine Stabschwächung auf?
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	Wird durch das Erstellen der Verbindung die Ermüdungsfestigkeit herabgesetzt?
Anwendbar bis Ø36 mm	Ist das Verbindungsmittel im benötigten Durchmesserbereich anwendbar?
Akzeptanz in der Praxis	
Keine speziellen Kenntnisse erforderlich	Sind spezielle Kenntnisse erforderlich um die Verbindung herzustellen?
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	Sind spezielle Vorkehrungen erforderlich um die Verbindung herzustellen?
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	Ist spezielle Ausrüstung erforderlich um die Verbindung herzustellen?

Somit wurden die in Österreich nicht zugelassenen Systeme und die niedrig bewerteten Varianten ausgeschlossen. Zum Stoß mit Seilbewehrung wurden Gespräche mit Seilherstellern und Ausführungsfirmen geführt. Diese führten schließlich dazu, dass der Stoß nicht weiterverfolgt wurde.

Tabelle 24: Auswertung der Bewertungsmatrizen

Zusammenfassung der Bewertung		ausgewogen	Kosten	Arbeits-sicherheit	Konstruktion / Tragfähigkeit
Variante	Bewertung				
Versetzter Übergreifungsstoß in der Lagerwand	89.50	1	3	2	1
Übergreifungsstoß im gering beanspruchten Bereich	82.00	2	1	15	5
Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden	81.50	3	6	11	2
Steckmuffenstoß	81.00	4	15	1	4
Muffenstoß mit Gewindestäben	79.50	5	7	3	6
Übergreifungsstoß direkt im Rahmeneck	77.50	6	2	6	17
Muffenstoß mit aufgeschnittenem Gewinde	75.50	7	8	4	10
Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten	74.00	8	13	7	11
Wedge-Loc	73.00	9	16	5	7
Pressmuffenstoß	71.25	10	9	16	3
Verankerung mit außen liegenden Ankerkopfplatten	68.50	11	19	8	13
Grouted Sleeve Couplers	64.00	12	10	13	12
Steel Coupling Sleeve with Wedge	63.75	13	4	12	15
Schweißstoß	63.50	14	11	17	8
Verankerung mit innen liegenden Stahlwinkeln	63.50	15	14	10	18
Strap-Type Steel Coupling Sleeve	62.75	16	5	9	19
Seilbewehrung	60.25	17	12	14	16
Thermitmuffenstoß	47.75	18	17	18	9
Sprengmuffenstoß	37.60	19	18	19	14

Gewichtung	ausgewogen	Kosten	Arbeits-sicherheit	Konstruktion / Tragfähigkeit
Kosten	20%	100%	0%	0%
Stand der Technik	5%	0%	0%	0%
Qualitätssicherung	5%	0%	0%	0%
Konstruktionsqualität	20%	0%	0%	50%
Arbeitssicherheit	20%	0%	100%	0%
Tragfähigkeit	20%	0%	0%	50%
Akzeptanz in der Praxis	10%	0%	0%	0%
	100%	100%	100%	100%

Die in Abbildung 28 dargestellte Bewertungsmatrix wurde von UIBK, BERNARD und STRABAG definiert. Die angegebenen Punkteverteilungen für Haupt- und Nebenkriterien wurden festgelegt. Die Gewichtung der Kriterien erfolgt dabei gemäß dem mit den Auftraggebern festgelegten Schlüssel aus Tabelle 24.

Zur Dokumentation des Entstehungsprozesses der Bewertungsmatrix wird im Anhang C auf die grundlegenden Überlegungen zur Entwicklung der Matrix eingegangen. Die Bewertungen der einzelnen Alternativen können ebenfalls dem Anhang C Tabelle 55 bis Tabelle 73 entnommen werden.

Basierend auf den Erkenntnissen aus den durchgeführten Versuchen und den numerischen Versuchen werden die in Tabelle 24 beschriebene Bewertung im Abschnitt 8 ergänzt um eine abschließende Beurteilung vorzunehmen.

5 VERSUCHSSTÄNDE UND VERSUCHE AUS DER LITERATUR

Im nächsten Abschnitt werden ausgewählte Versuche an Rahmenecken und die zugehörigen Versuchsstände beschrieben. Die Zusammenstellung umfasst die Versuche von Twelmeier und Bauch [32], Stroband und Kolpa [33], Stucki und Thürlimann [27], Zouzou und Haldane [34], Johansson [10] und [35], Swann [36], Mayfield, Kong, Bennison und Davies [37], Kemp und Mukherjee [38], Luo, Durrani, Bai und Yuan [39] und Ackermann und Eibl [5]. Die Beschreibungen geben Aufschluss über die durchgeführten Untersuchungen und die gewonnenen Erkenntnisse. Wo bekannt, wird der verwendete Versuchsstand beschrieben. Diese Zusammenstellung diente als Grundlage für die Auslegung der Versuchskörper und des Versuchsstandes.

5.1 Rahmenversuche von Twelmeier und Bauch

Twelmeier und Bauch führten in [32] sechs Experimente an gevouteten Stahlbetonrahmen durch. Ziel war die Erfassung des Grenzverformungsvermögens der Rahmenecken. Als Versuchskörper dienten die in Abbildung 60 dargestellten Zweigelenrahmen mit einer Breite von 85 cm. In den Rahmenecken erfolgte eine Voutung mit $\tan\theta = 1/3$. Der in der Abbildung links dargestellte Rahmenquerschnitt der Serie 1 wurde mit Stabstahl vom Durchmesser 22 mm der Klasse BSt 420S bewehrt. Für die rechts dargestellten Querschnitt der Serie 2 kamen Bewehrungsmatten mit Durchmesser 12 mm der Güte BSt 500/550-Sonderdyn mit Mindestbruchdehnung ≥ 0.1 zum Einsatz.

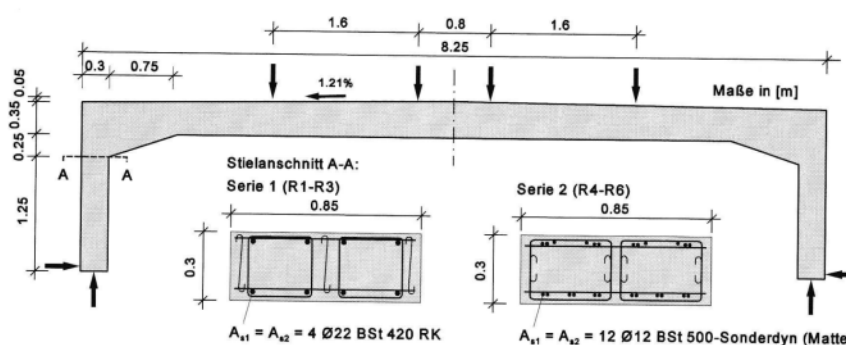


Abbildung 60: Versuchsaufbau von Twelmeier und Bauch (entnommen aus [5]).

Jede der beiden Versuchsserien bestand aus drei Rahmen, wobei der Hauptunterschied zwischen den Serien in der Art der Ausführung der Bewehrung lag.

In allen durchgeführten Versuchen konnten große plastische Verformungen und die damit verbundenen Momentenumlagerungen beobachtet werden. Das Fließen trat zuerst in der

Biegebewehrung am Stielanschnitt auf. Die Traglast des Systems wurde durch Versagen der Betondruckzone im Riegefeld erreicht. Die Belastung erfolgte durch das Aufbringen von jeweils zwei Einzellasten links und rechts der Tragwerksachse.

Detaillierte Informationen zu den durchgeführten Versuchen können [32] entnommen werden.

5.2 Rahmenversuche von Stroband und Kolpa

Eine weitere Reihe von Versuchen an Zweigelenrahmen wurde von Stroband und Kolpa in [33] beschrieben. Der Riegel des Rahmens hatte die doppelte Länge der Stiele. Die Querschnitte wurden konstant gewählt und hatten 70 mm Breite und eine Höhe von 120 mm. Die Lastaufbringung erfolgte in den Drittelpunkten des Riegels, was zu gleichen Momenten in den Ecken und im Feld führte, siehe Abbildung 61. Im Zuge der Versuche wurden die in der Abbildung 61 gezeigten Rahmeneckdetails A bis C untersucht. So wurden die beiden Varianten Schlaufenstoß und Übergreifungsstoß im Eck ebenso variiert wie die Anwendung von horizontalen, vertikalen oder keinen Steckbügeln. Ferner wurden verschiedene Eckbewehrungsgrade und Biegerollendurchmesser untersucht. Das Versagen trat in den meisten Fällen durch Spaltzugversagen ein. Besonders bei den Versuchen ohne Bügelbewehrung, aber auch bei den verbügelten trat das Versagen erst nach dem Fließeintritt der Bügelbewehrung ein. Mit Vergrößerung des Biegerollendurchmessers konnte die Spaltgefahr verringert werden. Die Versuche mit Stößen im Riegel legen nahe, dass eine ausreichende Übergreifungslänge und ein genügend großer Biegerollenradius essentielle Parameter sind.

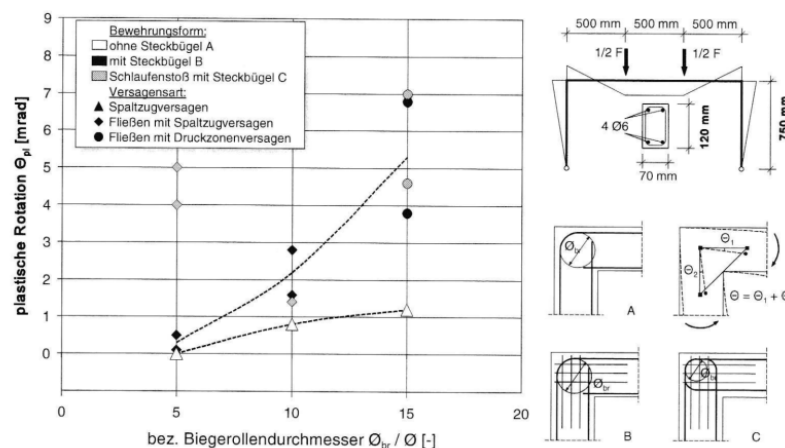


Abb. 3.3 Plastische Rotationen in den Versuchen von STROBAND, KOLPA [92] in Abhängigkeit von Biegerollendurchmesser und Zusatzverbügelung

Abbildung 61: Versuche von Stroband und Kolpa (entnommen aus [5]).

Detaillierte Informationen zu den durchgeführten Versuchen können [33] entnommen werden.

5.3 Rahmeneckversuche von Stucki und Thürlimann

Von Stucki und Thürlimann wurden in [27] zwei Versuche an Rahmenecken beschrieben. Dabei wurde ein biegesteifer Wand-Decken-Anschluss simuliert. Es wurden die beiden in Abbildung 63 und Abbildung 64 dargestellten Bewehrungsvarianten C1 und C2 ausgeführt. Variante C1 wurde mit Bewehrung in Schlaufenform und Variante C2 mit Stabverankerung ausgeführt. Bei der Schlaufe wurde ein Biegerollendurchmesser von $6 \cdot \varnothing$ verwendet. In beiden Fällen kam zusätzlich eine senkrecht zur Rahmenebene eingebaute Querbewehrung zum Einsatz. Mit beiden Bewehrungsvarianten konnten plastische Rotationen erreicht werden. Der in Abbildung 62 dargestellte Abfall der Last bei C1 geht auf Spaltzugversagen zurück. Anschließend stellte sich in der Rahmenecke ein neues Gleichgewicht ein und die Verformung konnte weiter gesteigert werden. Für C2 stellte sich ein ausgeprägtes Fließplateau ein, das mit Bewehrungsversagen im Anschnitt endete.

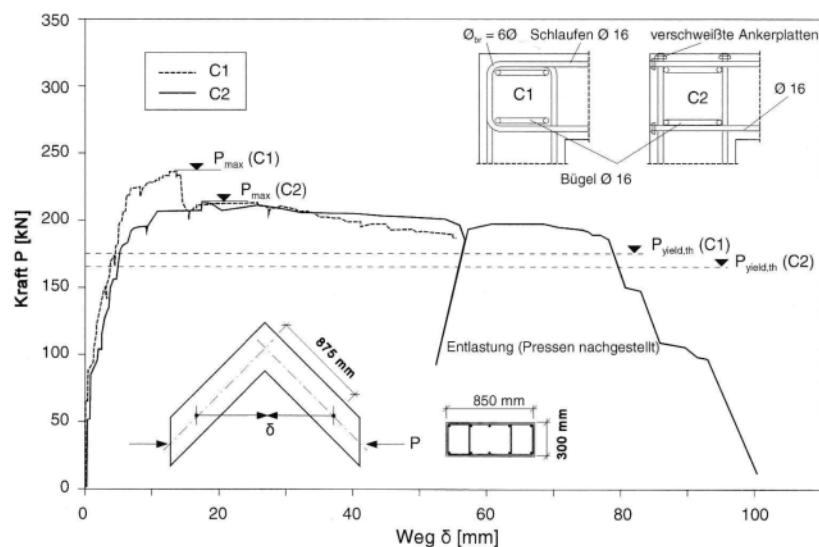


Abbildung 62: Versuchskörper,- aufbau und Last-Verformungskurve der Versuche von Stucki und Thürlimann (entnommen aus [5]).

Der von Stucki und Thürlimann verwendete Versuchsstand ist in Abbildung 63 dargestellt. Die Versuchskörper wurden mit dem Rahmeneck oben zwischen zwei Stahlbauteile positioniert. Diese wiederum wurden mittels Vorspannpresen gegeneinander gezogen. Eines der Enden war dabei auf Gleitlagern gelagert.

Detaillierte Informationen zu den durchgeführten Versuchen können [27] entnommen werden.

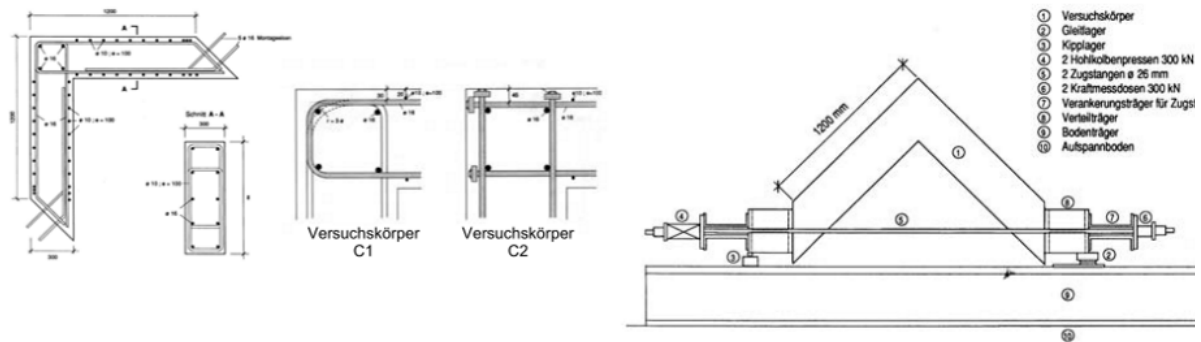


Abbildung 63: Bewehrung (links) und Versuchsaufbau von Stucki und Thürlimann (entnommen aus [27]).

5.4 Rahmeneckversuche von ZouZou und Haldane

In der von ZouZou und Haldane vorgestellten Arbeit [34] wurden zwei Rahmenecken mit einem Querschnitt von 300 x 200 mm getestet. Eine davon wurde, wie in Abbildung 64 dargestellt mit konventioneller Eckbewehrung und eine zusätzlich mit Verbügelung ausgeführt.

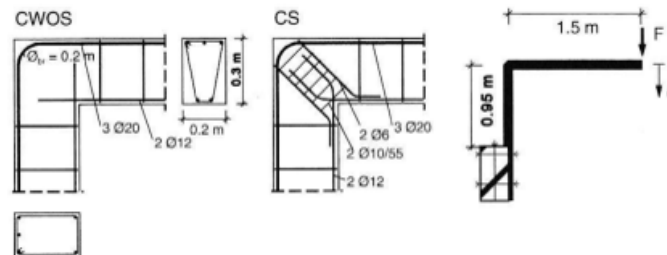


Abbildung 64: Bewehrungsformen (links) und Versuchsaufbau (rechts) der Versuche von ZouZou und Haldane (entnommen aus [5]).

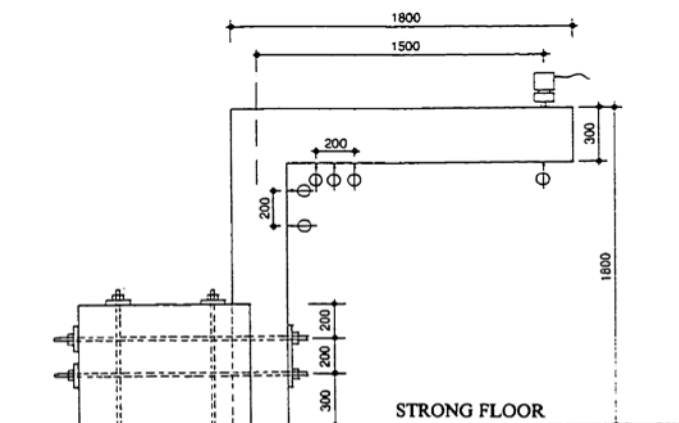


Abbildung 65: Versuchsaufbau von ZouZou und Haldane (entnommen aus [40]).

Das Versagen der Ecke ohne Verbügelung der Diagonalstrebe trat spröde ein und wurde durch Abplatzen der Betondeckung im Bereich der Druckstrebe eingeleitet. Beim verbügel-

ten Versuchskörper traten die Risse außerhalb des verbügelten Bereiches auf und es konnten durch die Umschnürung der Druckstrebe große plastische Rotationen erreicht werden. Das Versagen trat weniger spröde ein als bei der unverbügelten Ecke.

Wie Abbildung 64 und Abbildung 65 zeigen, wurde der jeweilige Rahmen an einen im Boden verankerten Block gespannt. Die Belastung erfolgte vertikal am auskragenden Schenkel der Ecke. Detaillierte Informationen zu den durchgeführten Versuchen können [34] entnommen werden.

5.5 Rahmeneckversuche von Johansson

Johansson führte in [35] vier Rahmeneckversuche zum Thema Wand-Decken-Anschluss bei Zivilschutzbunkern durch. Als Eckbewehrung wurde, wie in Abbildung 66 dargestellt, ein Schlaufenstoß gewählt. Die Schlaufen wurden zum einen in Kontakt und zum anderen mit Abstand gestoßen. Dabei wurde für die Schlaufen ein gegenüber der Biegebewehrung um 25 % erhöhter Querschnitt gewählt. Zusätzlich wurde an der Verbindung von Wand zu Decke eine Betonierfuge mit 4 Tagen zeitlichem Versatz betoniert. Als Beton kam die Sorte K30 zum Einsatz. Es wurden sowohl statische als auch zyklische Versuche durchgeführt.

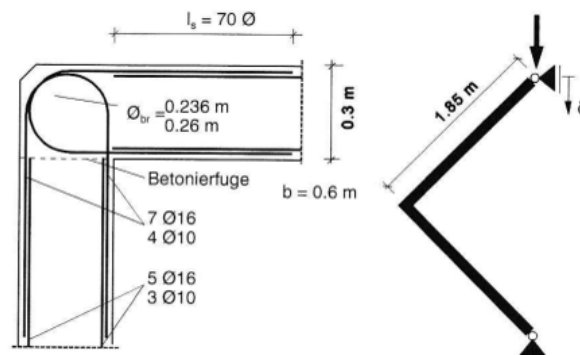


Abbildung 66: Bewehrungsformen (links) und Belastung (rechts) der Versuche von Johansson (entnommen aus [5]).

Abbildung 67 zeigt den Versuchskörper mit Querschnitt 600 x 300 mm. An den Enden wurden die Rahmenschenkel für die Lagerung abgeschrägt. In Abbildung 67 ist der Aufbau des Versuchsstandes dargestellt. Die Rahmenecken wurden stehend unter der Presse platziert und mit einem Pendelstab ausgesteift. Am Auflagerpunkt und am Lasteinleitungspunkt wurden die Rahmenecken gegen Verrutschen bzw. Ausweichen gesichert. Verformungen wurden nur entlang der Belastungsachse zugelassen. Um eine freie Verdrehbarkeit der Schenkelenden zu gewährleisten wurden am Lasteinleitungspunkt und am Auflagerpunkt Gelenke eingebaut.

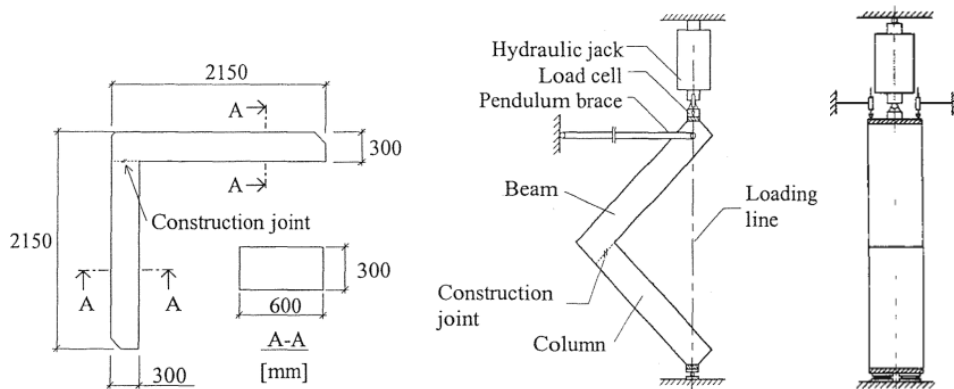


Abbildung 67: Versuchskörper (links) und Versuchsaufbau (rechts) der Versuche von Johansson (entnommen aus [35]) und ganz rechts (entnommen aus [10]).

In den Versuchen konnte gezeigt werden, dass die neue Bewehrungsführung keine maßgeblichen Nachteile aufweist. Wie Abbildung 68 zeigt, konnten Lasten bis zu 175 kN erreicht werden (RV1). Detaillierte Informationen zu den durchgeführten Versuchen können [35] entnommen werden.

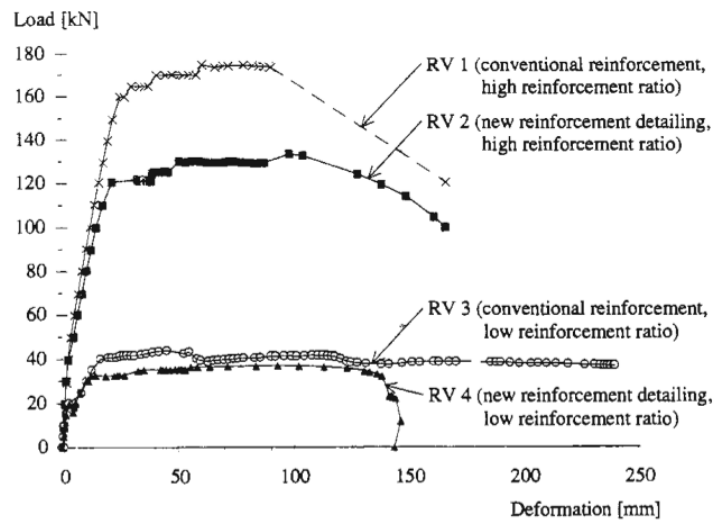


Abbildung 68: Last-Verschiebungs-Kurven der Versuche von Johansson (entnommen aus [10]).

5.6 Rahmeneckversuche von Swann

Von Swann wurden in [36] 18 Stück Rahmenecken aus Leichtbeton untersucht. Davon wurden 5 Ecken unter schließendem Moment geprüft. Die Bewehrungsführungen und der Versuchsaufbau sind in Abbildung 69 dargestellt. Die Ecken wurden ohne axiale Belastung geprüft. Die Biegebewehrung wurde mit einem Bewehrungsgrad von 3 % ausgeführt. Die Rahmenecken wurden an einem Schenkel fest eingespannt und der andere wurde mittels Vorspannpresse nach unten gezogen. Die Eckausführungen mit Bügeln erzielten

auch hier höhere Lasten und Wirkungsgrade. Detaillierte Informationen zu den durchgeführten Versuchen können [36] entnommen werden.

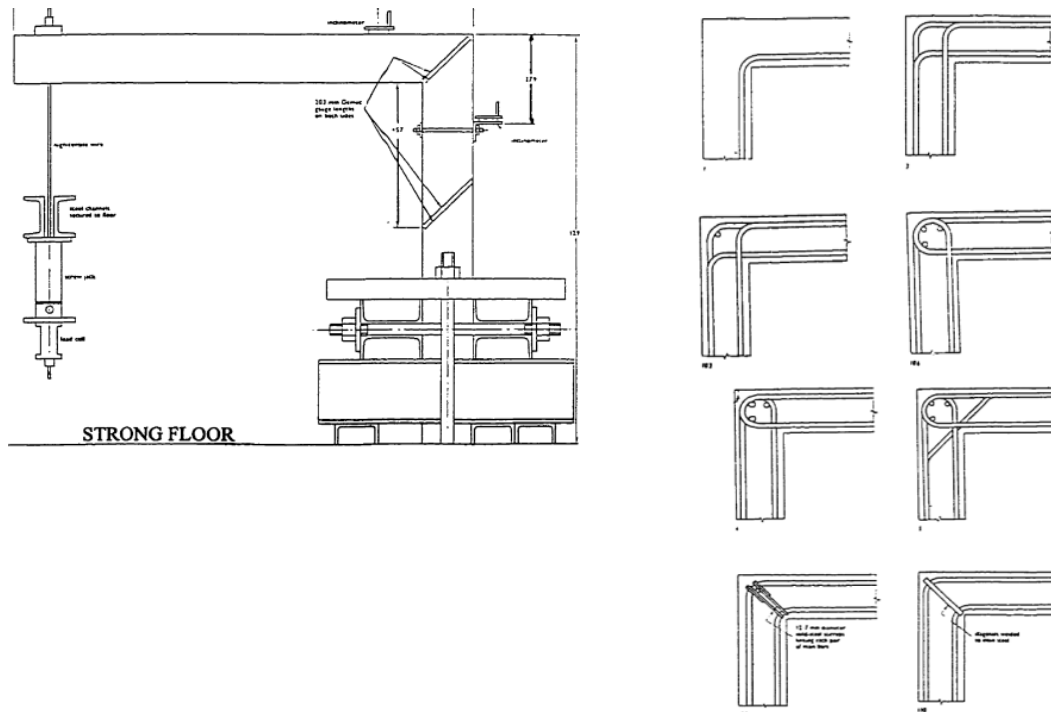


Abbildung 69: Versuchsaufbau und Rahmenecken von Swann (entnommen aus [40]).

5.7 Rahmeneckversuche von Mayfield, Kong, Bennison und Davies

Auch von Mayfield, Kong, Bennison und Davies wurden in [37] mehrere Versuche von Rahmenecken aus Leichtbeton unter öffnendem und schließendem Moment untersucht. Es zeigte sich, dass bei negativer Momentenbelastung durch Anordnung von Bügelbewehrung im Eck eine deutliche Verbesserung der Tragfähigkeit erreicht werden kann.

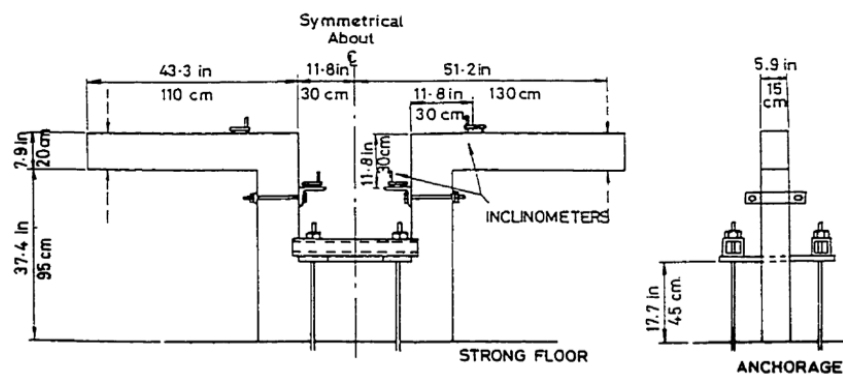


Abbildung 70: Versuchsaufbau von Mayfield, Kong, Bennison und Davies (entnommen aus [40]).

Wie Abbildung 70 zeigt, wurden immer zwei Rahmenecken mit einem starken Querriegel betoniert. Die Körper wurden dann gegen den Hallenboden gespannt und am Ende des auskragenden Schenkels vertikal belastet. Detaillierte Informationen zu den durchgeführten Versuchen können [40] entnommen werden.

5.8 Rahmeneckversuche von Kemp und Mukherjee

Kemp und Mukherjee untersuchten in [38] sowohl Rahmen als auch Rahmenecken. Die Rahmenecken wurden ähnlich wie bei Johansson [35] und Stucki und Thürlimann [27] geprüft. Die Rahmenecken wurden auf die beiden Schenkel gestellt und die Schenkel wurden mit einer Vorspannpresse zusammengezogen. Detaillierte Informationen zu den durchgeführten Versuchen können [38] entnommen werden.

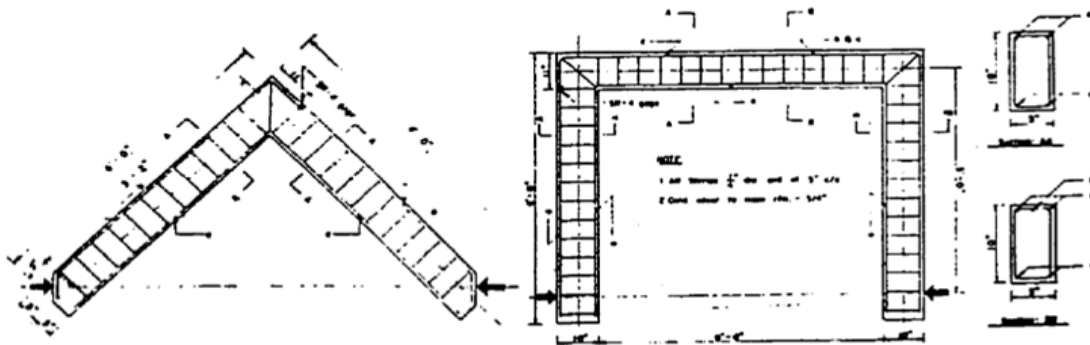


Abbildung 71: Versuchskörper (links) und -aufbau (rechts) von Kemp (entnommen aus [40]).

5.9 Rahmeneckversuche von Lou, Durrani, Bai und Yuan

Luo, Durrani, Bai und Yuan haben in [39] 27 Rahmenecken im Hinblick auf Biegebewehrungsgrad, Biege滚endurchmesser, Betondruckfestigkeit und Stoßdetails untersucht. In Abbildung 72 links ist die Bewehrungsführung der Rahmenecke dargestellt. Der Übergreifungsstoß erfolgte direkt im Eckbereich. Der Versuchsaufbau ähnelt auch hier jenem von Stucki und Thürlimann [27]. Das Rahmeneck wurde auf den Schenkeln stehend positioniert und das Aufbringen des schließenden Momentes erfolgte mit einer Hydraulikpresse.

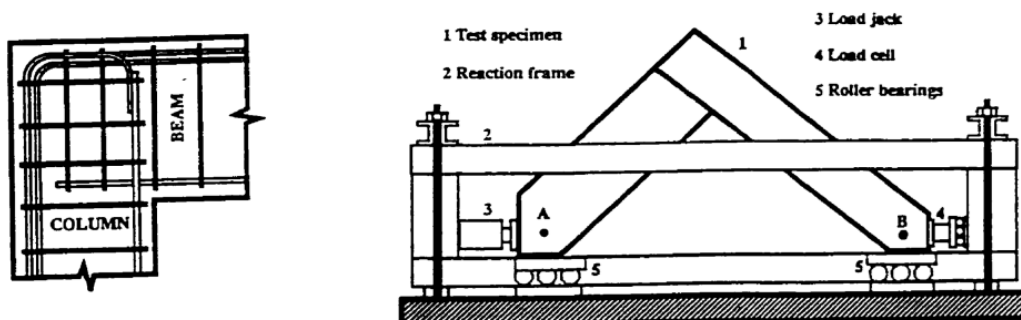


Abbildung 72: Eckdetail (links) und Versuchsaufbau (rechts) von Lou (entnommen aus [40]).

5.10 Rahmeneckversuche von Ackermann und Eibl

Ackermann und Eibl untersuchten in [5] fünf Rahmenecken. Zwei davon wurden mit schließendem Moment belastet. Der Versuch RR3 hatte einen Querschnitt von 300 mm x 300 mm und wurde mit 4 Ø 16 Stäben als Biegebewehrung versehen. Der Versuchskörper RR4 wurde mit Querschnitt 300 mm x 500 mm und 4 Ø 20 Stäben als Biegebewehrung erstellt.

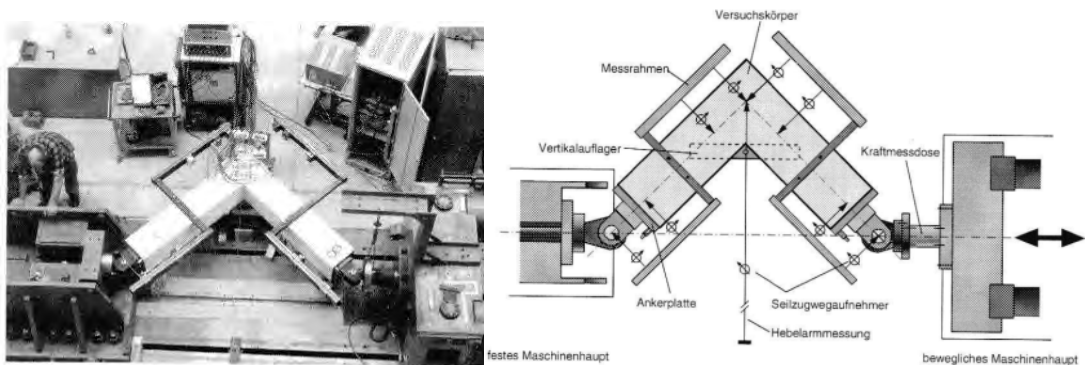


Abbildung 73: Versuchsstand (links) und -aufbau (rechts) von Ackermann und Eibl (entnommen aus [5]).

Die gleichschenkligen Stahlbetonrahmenecken wurden mit ihrer Belastungsebene parallel zum Hallenboden liegend diagonal zusammengedrückt. Die Last wurde dabei von einer Spanngliedprüfmaschine mit beweglichem Haupt und festem Widerlager weggesteuert mit Servohydraulik aufgebracht. Die Lasteinleitung erfolgte mittels Stahlbaugelenken an den Enden der Rahmenecken. Die Biegebewehrung wurde an die Stahlbauteile mit Muttern angeschlossen, weshalb die Bewehrung aus GEWI-Stäben (Firma ALLSPANN) bestand. Die Muttern wurden leicht mit konstantem Moment vorgespannt um eine kraftschlüssige Lasteinleitung in die Bewehrung zu gewährleisten. Die Schubkräfte wurden über an den Ankerplatten angeschweißte Schlaufen und über Blockdübel abgetragen. Die vertikale Lagerung der Versuchskörper erfolgte an den Schenkelenden über die Gelenke und im Eckbereich über eine am Hallenkran hängende Traverse mit der Möglichkeit zur freien horizontalen Verformung. Die Ergebnisse der Versuche RR3 und RR4 sind in Abbildung 74 und Abbildung 75 dargestellt. Die Bewehrungsführungen können Abbildung 76 entnommen werden. Für Versuchskörper RR3 wurde der Biegerollendurchmesser mit 500 mm so gewählt, dass nahezu ein konstanter innerer Hebelsarm vorhanden war. Eine erhöhte seitliche Betondeckung sollte dem Spaltzugversagen entgegenwirken. Im Eckbereich wurde ein Diagonalbügel angeordnet. Ab 17,5 kN traten Biegerisse auf, bei 100 kN konnten erste Abplatzungen in der Druckzone im inneren Bereich des Ecks beobachtet

werden. Das Fließen der Biegezugbewehrung trat zuerst im Diagonalschnitt der Ecke auf. Nach Erreichen des maximalen Moments von 126.2 kNm kam es zu einem schlagartigen Abfall der Last als Folge von Spaltzugversagen, siehe Abbildung 74.

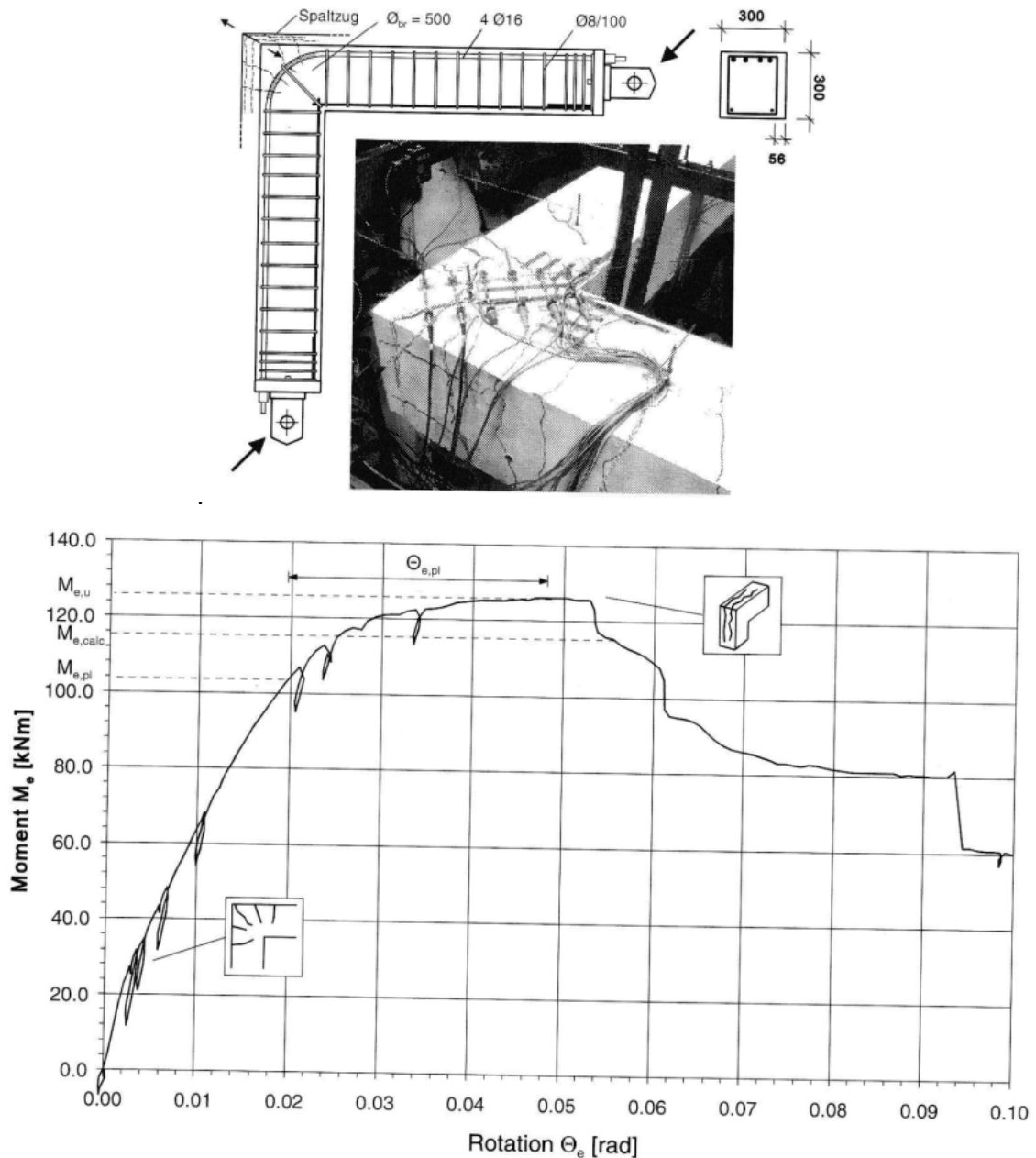


Abbildung 74: Versuchskörper RR3 (oben) und Momenten-Rotations-Kurve (unten) von Ackermann und Eibl (entnommen aus [5]).

Das Rahmeneck RR4 wurde mit zusätzlicher Bügelbewehrung im Eckbereich versehen. Diese wurde so angeordnet, dass sie den Querzug in der Zone seiner maximalen Wirkung, nämlich im Bereich der Stahlaufbiegung aufnahm. Der Biegegendurchmesser wurde mit 500 mm beibehalten, wodurch sich der Hebelsarm im Eck, verglichen mit den

Schenkeln, vergrößerte. Die Biegerisse traten hier vor allem in den Anschnittsbereichen auf. Ab etwa 300 kNm traten Längsrisse entlang der Biegezugbewehrung auf, die nicht sofort zum Versagen führten. Es konnte ein maximales Moment von 398.9 kNm erreicht werden.

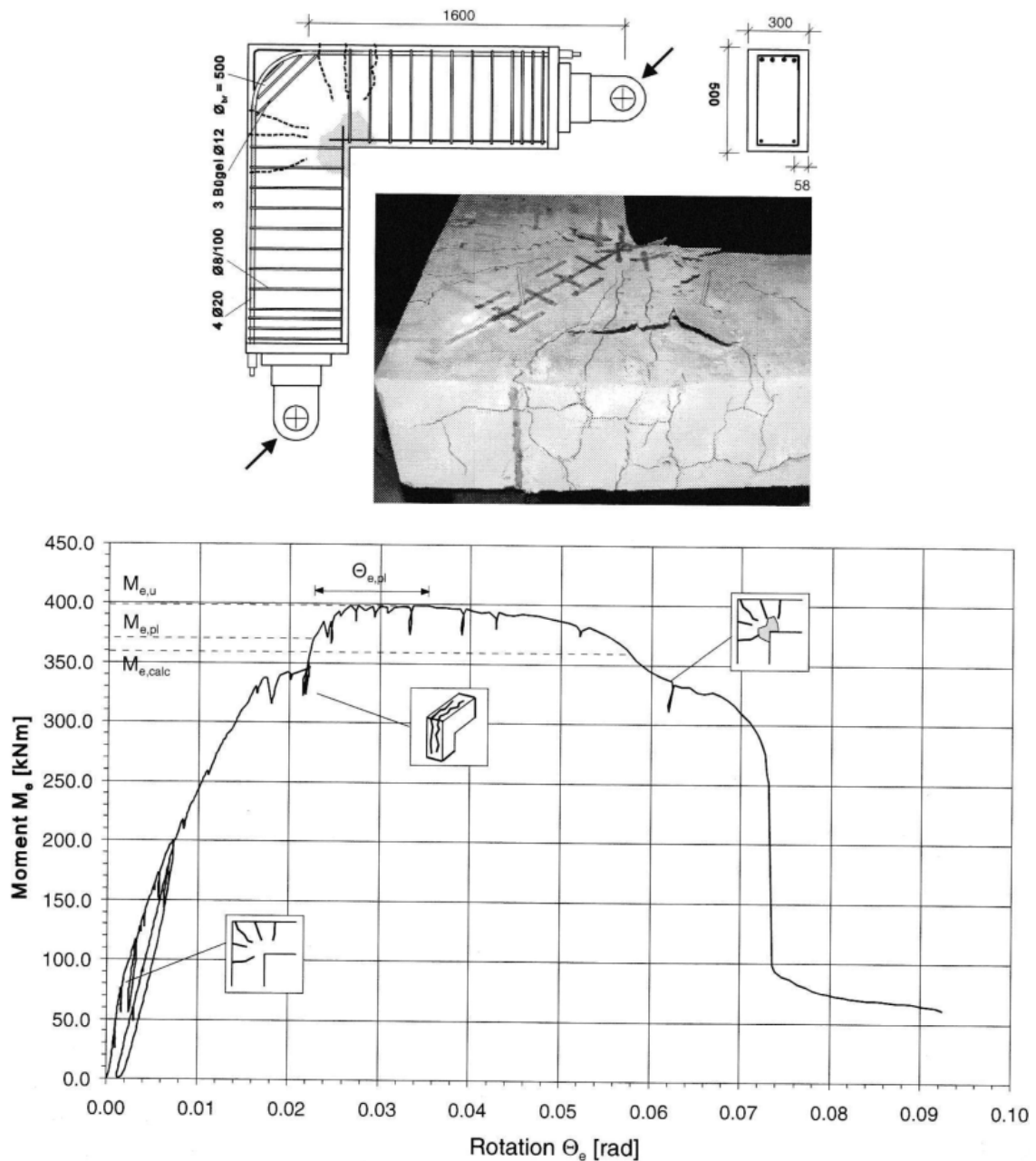


Abbildung 75: Versuchskörper RR4 (oben) und Momenten-Rotations-Kurve (unten) von Ackermann und Eibl (entnommen aus [5]).

Detaillierte Informationen zu den durchgeführten Versuchen können [5] entnommen werden.

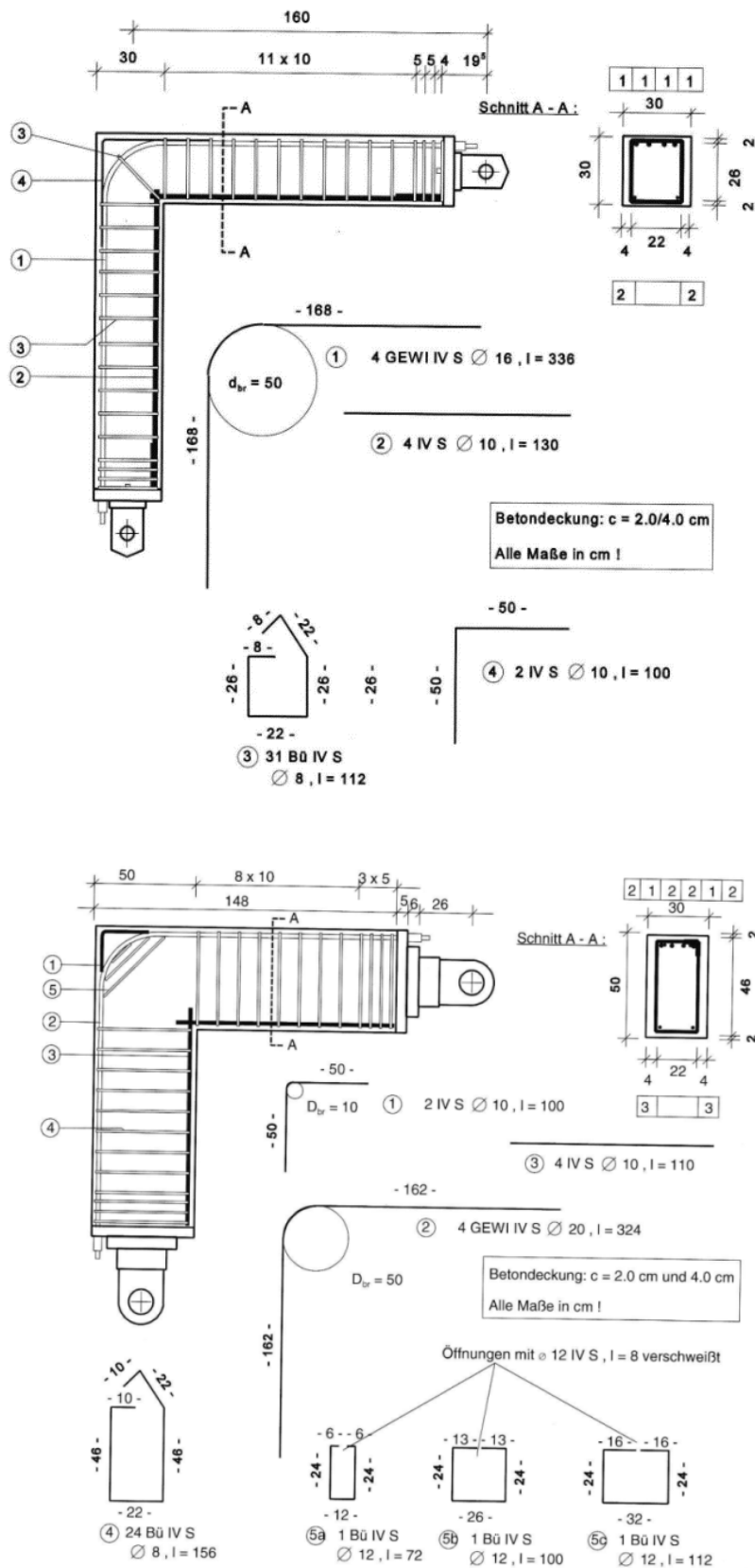


Abbildung 76: Bewehrung von Versuchskörper RR3 (oben) und RR4 (unten) von Ackermann und Eibl (entnommen aus [5]).

6 DURCHGEFÜHRTE RAHMENECKVERSUCHE

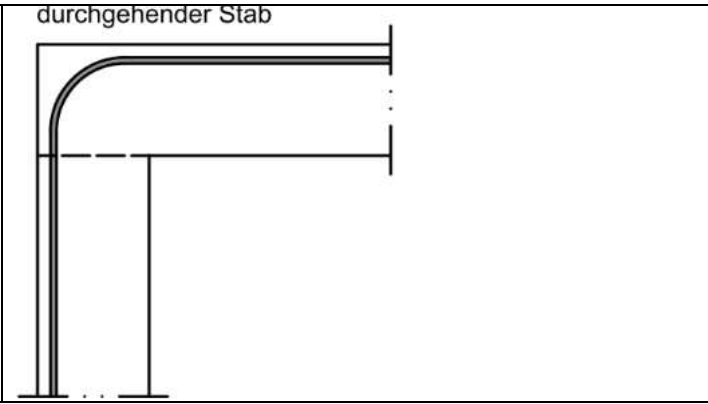
6.1 Versuchsprogramm

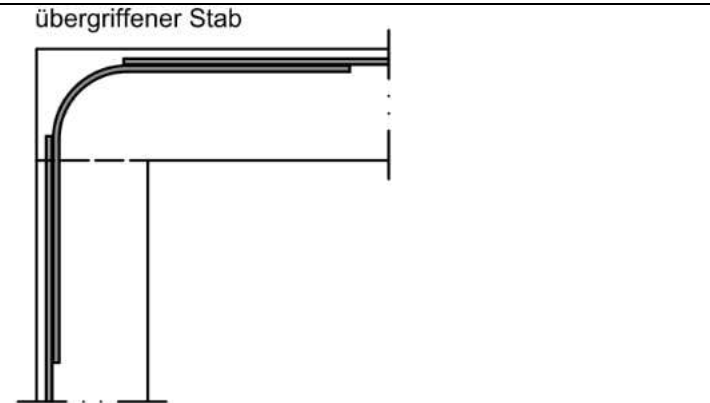
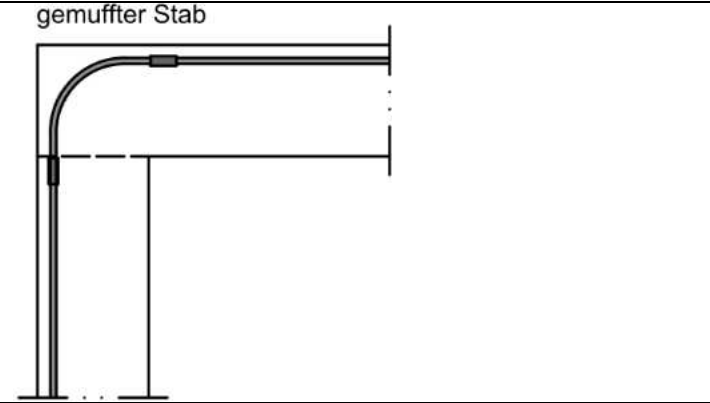

Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 25 dargestellt. Es umfasst 17 Versuchskörper, die alle, wie in der Praxis üblich, mit einer Arbeitsfuge produziert wurden. Daher wurden die Probekörper in zwei, um 3 Tage versetzten Schritten hergestellt. Zuerst wurde dabei jener Schenkel betoniert, der die Lagerwand repräsentiert. Die erste Betonage erfolgte am Montag 05.10.2020 und die zweite am Donnerstag den 08.10.2020. Die Abschalung der Fugen erfolgte mit Streckmetall.

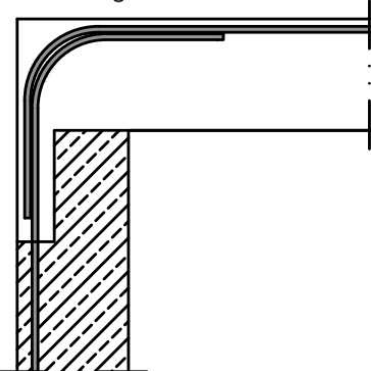
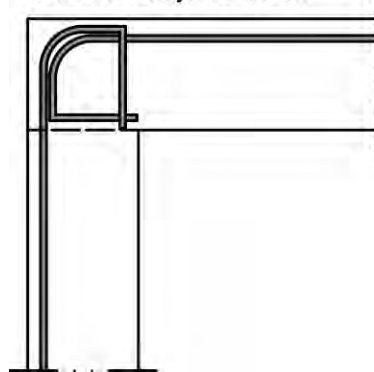
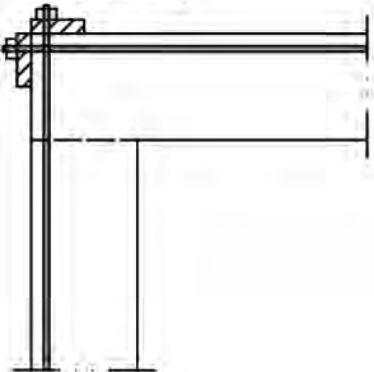
Die Körper a bis e wurden je 3-mal ausgeführt und die Körper f und g jeweils einmal. Am 05.08.2020 wurde ein Probekörper betoniert, um daran die Abläufe bei der Erstellung und die Versuchsdurchführung zu testen.

Bedingt durch den symmetrischen Aufbau des Versuchskörpers und der Versuchseinrichtung wurden auch die Versuchskörper symmetrisch bewehrt. Dies ist für die Körper a, d, e, f und g ohnehin der Fall – für den Übergreifungsstoß und den Muffenstoß wurden die Stöße beidseits erstellt. Dadurch erfolgt das Versagen stets im Bereich der zu untersuchenden Verbindung. Die Bewehrungspläne werden in Abschnitt 5.2 beschrieben. Der Biegerollendurchmesser im Bereich der Ecke wurde für alle Körper mit $20x d_s$ (hier 320mm) gewählt.

Tabelle 25: Versuchsprogramm

a	<u>Durchgehender Stab</u>	
<p>Zu a) Diese Variante entsprach im wesentlichen dem Standardfall mit Stoß außerhalb des hoch belasteten Bereiches. Die Versuche des Typs a dienten als Referenzversuche.</p>		

b	<u>Übergreifung im Schenkel</u>	
<p>Zu b) Die Zugbewehrung wurde direkt im Anschluss an die Krümmung der Eckbewehrung gestoßen. Es wurde ein 100%-Stoß ausgeführt.</p>		
c	<u>Muffenstoß</u>	
<p>Zu c) Die Muffenverbindung wurde ebenfalls als 100%-Stoß im Anschluss an den Bogen ausgeführt. Eine Passmuffe war nicht erforderlich. Zur Installation der Muffen mit aufgeschnittenem Gewinde (LENTON) wäre ein gerader Bereich der Eckbewehrung von mindestens 40 cm erforderlich gewesen. Daher wurden im Versuch die PEIKKO MODIX Muffen [41] verwendet. Diese können direkt im Anschluss an den Radius der Eckbewehrung montiert werden.</p>		
d	<u>Übergreifung im Eck</u>	
<p>Zu d) Der Stoß der Zugbewehrung direkt im Eck wurde ebenfalls als 100%-Stoß ausgeführt.</p>		

e	<p><u>Übergreifung im Eck mit z-Fuge</u></p>	<p>mit Z-Fuge</p> 
<p>Zu e) Die Ausführung war identisch zu Variante d, jedoch mit z-förmiger Arbeitsfuge.</p>		
f	<p><u>Unsymmetrische Schlaufen</u></p>	<p>Schleife unsymmetrisch</p> 
<p>Zu f) Der Schlaufenstoß erfolgte mit unsymmetrischen Schlaufen. Die Zugbewehrung wurde dabei umgebogen und auf die Druckseite geführt.</p>		
g	<p><u>Eckpanzerung</u></p>	<p>Eckpanzerung</p> 
<p>Zu g) Die Verankerung der Biegezugbewehrung erfolgte in Stahlelementen an der Außenseite der Rahmenecke. Für eine einfachere Installation wurden zwei separate Stahlplatten vorgesehen, welche von außen montiert wurden. Die Verankerung erfolgte mittels Modix-Muffen und Schraubbolzen.</p>		

6.2 Versuchsstand

Der verwendete Versuchsstand setzte sich aus mehreren Komponenten zusammen. Hauptkomponente war ein steifer Stahlrahmen. Dieser war aus zwei HEB 300 Trägern und zwei HEB 450 Trägern zusammengesetzt. Abbildung 77 zeigt eine schematische Darstellung der Versuchseinrichtung und in Abbildung 78 ist der Rahmen als 3d-Modell dargestellt. Der Rahmen hatte Achsmaße von 5500 mm mal 1309 mm, wobei die HEB 450 Träger horizontal versetzt werden konnten, um die lichte Weite der jeweiligen Prüfanordnung anzupassen, siehe Abbildung 79 links.

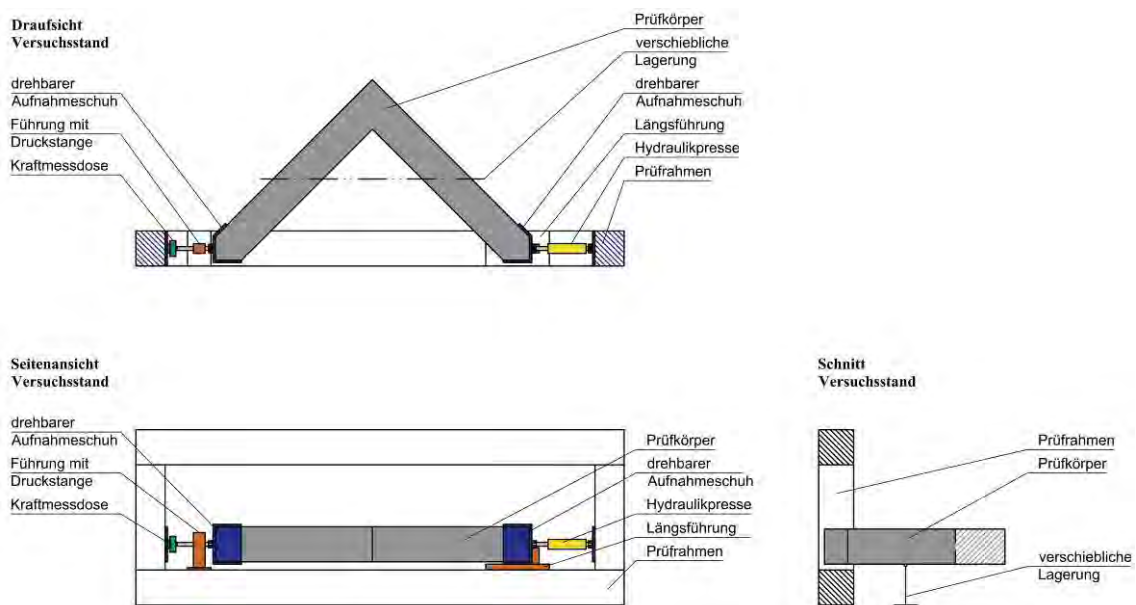


Abbildung 77: Schematische Darstellung der Prüfeinrichtung.

Der Versuchskörper wurde horizontal in den Prüfrahm gelegt und war an seinen beiden Enden in drehbaren Aufnahmeschuhen gelagert. Diese sollten die Kraft kontinuierlich in den Versuchskörper einleiten. Durch die drehbare Lagerung wurden Zwangsbelastungen vermieden und eine ungestörte Krafteinleitung gewährleistet. Die Belastung wurde mittels einer ENERPAC-Hydraulikpresse BRD 2510 aufgebracht. Diese konnte bei einem Arbeitsdruck von bis zu 700 bar eine maximale Druckkraft von 222 kN aufbringen und wies einen maximalen Kolbenhub von 260 mm auf. Die Kraft wurde von der Presse in den Prüfkörper eingebracht und auf seiner Gegenseite in den Rahmen abgeleitet. Der Kraftschluss erfolgte im Rahmen. Die Presse war an ihren Enden gelenkig gelagert. Ein Ende war dabei über einen Bolzen mit einer Kopfplatte am Rahmen verbunden. Das andere Ende wurde mittels Bolzen am Befestigungsauge des drehbaren Aufnahmeschuhs montiert. Um die Verschiebung in Längsrichtung des Rahmens zu ermöglichen und etwaige

abtreibende Kräfte aufzunehmen, wurde der Aufnahmeschuh in einer Führung gefasst, siehe Abbildung 79 Mitte. In der Führung glitt ein Führungsschwert, welches mit dem Schuh drehbar verbunden war. Dadurch konnte der Schuh sich längs des Rahmens verschieben und sich gleichzeitig um die Bolzenachse aus der Rahmenebene drehen. Auf der entgegengesetzten Seite des Versuchskörpers erfolgte die Lagerung in einem identischen Schuh. Dieser war, wie in Abbildung 79 rechts dargestellt, gelenkig mit einer Druckstange verbunden. Die Druckstange übertrug die von der Presse aufgebrachte Kraft auf die Kraftmessdose. Zur Stabilisierung und um die auftretenden Kräfte und Momente aufnehmen zu können, wurde die Druckstange mittels Messingbuchsen in einem Führungsbock gelagert. Um ein Kippen aus der Horizontallage zu verhindern, wurde der Versuchskörper zusätzlich im vorderen Drittel des Bauteils gestützt. Die Lagerung erfolgte im Schwerpunkt und verschieblich, um eine Beeinträchtigung des Rahmenecks zu vermeiden. Die Auflagerung ist in Abbildung 82 unten als Holzbock mit Gleitplatten zu erkennen.

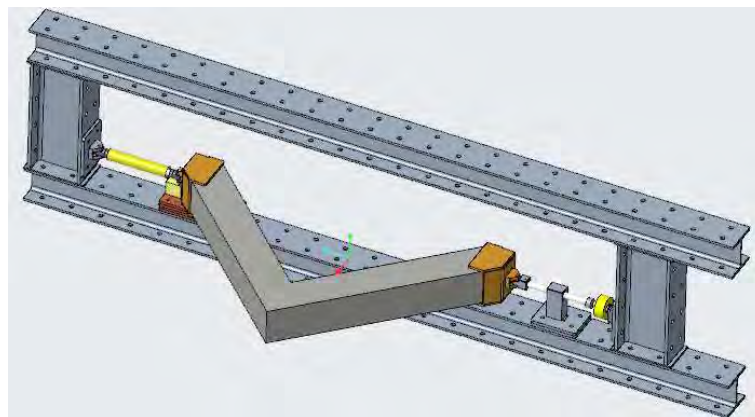


Abbildung 78: Konstruktionsdarstellung des Versuchsstandes mit Versuchskörper (Darstellung: TVFA, Bauer).



Abbildung 79: Details des Versuchsstandes: Prüfrahmen (links), verschiebliches Lager (Mitte) und Festlager (rechts).

6.2.1 Messsystem

Als Messsignalwandler war ein HBM Quantum MX 440A mit 24bit A/D Wandler im Einsatz.

6.2.1.1 Kraftaufnahme

Wie in Abbildung 77 dargestellt erfolgte die Kraftaufnahme mit einer Kraftmessdose. Diese war, wie in Abbildung 78 und Abbildung 80 gezeigt, an der feststehenden Seite der Prüfeinrichtung montiert. Die Kraft wurde vom drehbaren Aufnahmeschuh über eine Schubstange auf die Kraftmessdose übertragen. Die Dose selbst war mit einem Adapter an einer Halteplatte auf dem Rahmen fest verbunden. Bei der Messzelle handelte es sich um eine HBM Z4A mit Nennmessbereich 200kN Druck bzw. Zug.

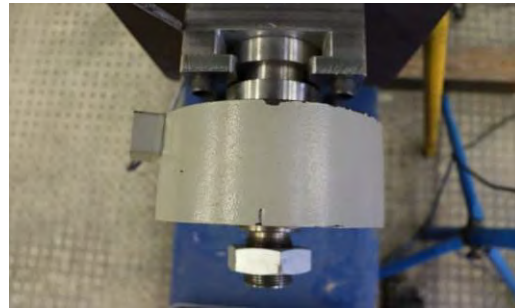
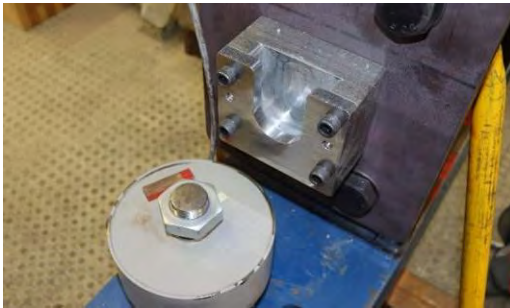


Abbildung 80: Kraftmessdose und Halterung im losen (links) und im eingebauten Zustand (rechts).

6.2.1.2 Verformungsaufnahme

Die Aufzeichnung der Verformungen erfolgte mit dem in Abbildung 81 gezeigten Seilwegaufnehmer. Der Wegaufnehmer war ein ASM PosiWire mit 500 mm Messlänge. Abbildung 82 zeigt die Einbausituation am Versuchsstand. Der Wegaufnehmer selbst wurde dabei an einem Schenkel festgeschraubt. Die Installation erfolgte im Zentrum der vertikalen Fläche des Körpers. Der Weg wurde über ein Seil gemessen, das im Wegaufnehmer aufgewickelt ist. Durch Verlängerung und Verkürzung änderte sich der elektrische Widerstand und die Wegänderung konnte gemessen werden. Die Befestigung des Seils erfolgte auf der vertikalen Fläche des anderen Schenkels, siehe Abbildung 82 unten. Um ein Schwingen des Seils in Folge der Versuchsdurchführung zu vermeiden (Vibrationen der Presse, Erschütterungen beim Versagen des Probekörpers), wurde das Seil an mehreren Punkten mit den Haltern konventioneller Wegaufnehmer gestützt.



Abbildung 81: Seilwegaufnehmer und Befestigungswinkel.

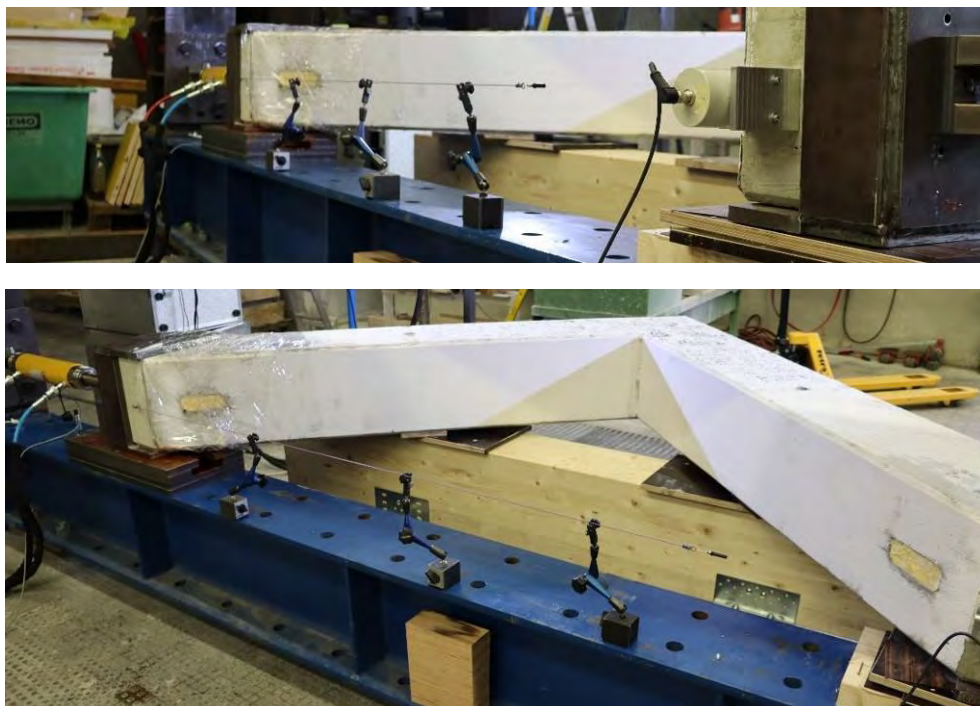


Abbildung 82: Versuchstand mit eingebautem Versuchskörper, Auflagerung und Seilwegaufnehmer.

6.2.1.3 Optisches Messsystem

Zusätzlich zu den oben beschriebenen Messsystemen kam das optische Messsystem ARAMIS der Firma GOM zum Einsatz. Dieses erlaubte es Verschiebungen und Dehnungen auf der Bauteiloberfläche in Echtzeit die zu erfassen. Dazu wurden zwei Kameras auf die Oberfläche des Prüfkörpers gerichtet, welche eine dreidimensionale Aufnahme des Rahmenecks ermöglichten. Es wurde pro Sekunde ein Bild aufgenommen. Über das in Abbildung 83 auf der Prüffläche aufgebrachte Sprühmuster errechnete das System anschließend aus den Relativbewegungen der Sprühpunkte die Verschiebungen und Dehnungen der Probekörperoberfläche. Damit ließen sich insbesondere die Rissentwicklung

und die aufgetretenen Rissweiten dokumentieren. Der Kameraträger wurde auf einem eigens hergestellten Halterahmen befestigt, siehe Abbildung 84.



Abbildung 83: Messfeld mit Sprühmuster zur Erfassung der Dehnungen.

Das Signal des Messsignalwandlers wurde über einen externen digitalen Controller DOLI EDC 580 in analoge Form umgewandelt, um an das optische Messsystem weitergegeben zu werden. Dadurch konnte die Aufzeichnung mit dem Kraft-Weg-Verlauf gekoppelt werden. Die Messrate betrug auch hier 24 Bit A/D.

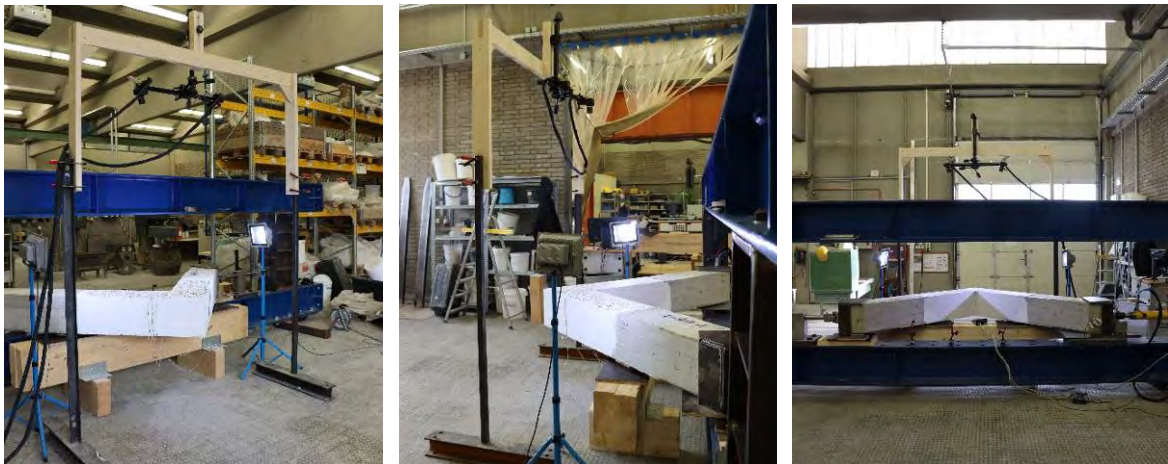


Abbildung 84: Rahmen zur Aufnahme des optischen Messsystems in drei Ansichten.

6.2.1.4 Dehnungsmessstreifen

Für den Tastversuch wurden keine Dehnungsmessstreifen (DMS) verbaut. Für die Hauptversuche kamen DMS vom Typ LY61-3/120 der Firma HBM zum Einsatz. Diese zeichnen sich durch einen Widerstand von $120 \Omega \pm 0.30 \%$ und einen k-Faktor von $2.0 \pm 1.0 \%$ aus. Der Temperaturgang war angepasst an Stahl mit $\alpha = 10.8 \cdot 10^{-6} / K$. In der Tabelle in Abbildung 85 sind die Abmessungen der verwendeten DMS angegeben. Die rechte Darstellung in Abbildung 85 zeigt das verwendete Messrelais mit Temperaturkompensation.

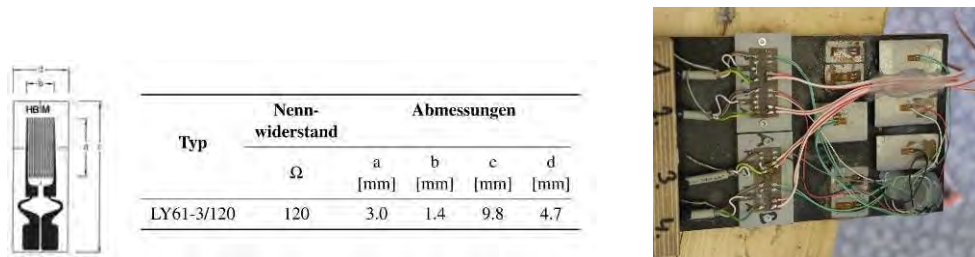


Abbildung 85: Abmessungen der verwendeten DMS (links) und Messrelais (rechts).

Die Positionierung der DMS ist in Abbildung 86 dargestellt. Wie im linken Bild gezeigt wird, mussten die Rippen des Bewehrungsstahles an der Klebestelle entfernt werden. Dabei wurde darauf geachtet keine Querschnittsverminderung zu verursachen. Die mittlere Abbildung zeigt, dass die DMS an den Oberseiten der äußersten Stäbe der Hauptzugbewehrung angebracht wurden. Dies erfolgte auf beiden Seiten des Rahmenecks im Bereich des Anschnittes. So sollte die Dehnung im Bereich des maßgebenden Biegeerisises erfasst werden. Die rechte Darstellung zeigt die DMS an den verwendeten Muffen. Dort wurden die DMS direkt auf den Muffen installiert. Die Verkabelung wurde an der Bügelbewehrung entlang aus dem Versuchskörper geführt.

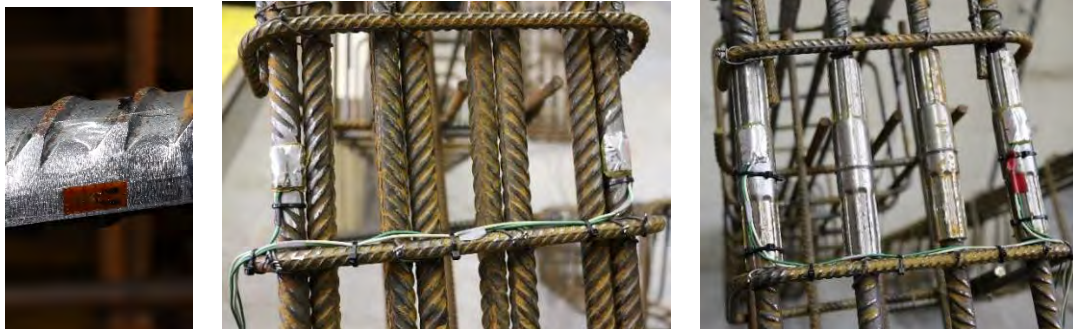


Abbildung 86: Aufgeklebter DMS (links), geschützte DMS an Bewehrungskorb (Mitte) und DMS an Muffen (rechts).

6.3 Vorversuch

Die Auslegung der Versuchskörper erfolgte mit analytischen und numerischen Methoden. Als Anhaltspunkt für die Auslegung diente dabei die Arbeit von Akkermann und Eibl [5]. Der Versuchskörper wurde mit einem Querschnitt von 30 cm auf 30 cm und Schenkellänge von 200 cm geplant. In Anlehnung an die Untersuchungen aus Abschnitt 3.9 wurde ein Biegebewehrungsgrad von 0.89% gewählt. Dieser wurde mit 4 Stäben vom Durchmesser 16 mm realisiert und ist an in der Praxis vorkommende Brückentragwerke angelehnt. Der Versuchskörper und der Versuchsstand wurden in einem Vorversuch auf ihre Funktionalität getestet. Dazu wurde der Versuchskörper durch die Firma STRABAG unter Betei-

ligung der Universitätsmitarbeiter hergestellt und in den Räumlichkeiten der Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt (TVFA) der Universität Innsbruck geprüft.

6.3.1 Bewehrungspläne

In Abbildung 11 ist der Schalplan des Versuchskörpers für den Vorversuch dargestellt. Zum Zeitpunkt der Planung des Vorversuches war noch nicht sicher, ob der Versuchsstand, wie er in Abschnitt 2 beschrieben wurde, für die Durchführung des Vorversuches schon zur Verfügung stehen würde. Daher wurde im Bereich der Schenkelenden jeweils eine Durchführung vorgesehen. Diese sollte zur Einbringung eines Vorspannkabels dienen, um den Versuch mittels Vorspannpresse durchführen zu können. Die Seildurchführung wurde dabei so groß ausgelegt, dass es durch die auftretenden Verformungen zu keiner Verklemmung des Spannkabels in der Durchführung kommen konnte.

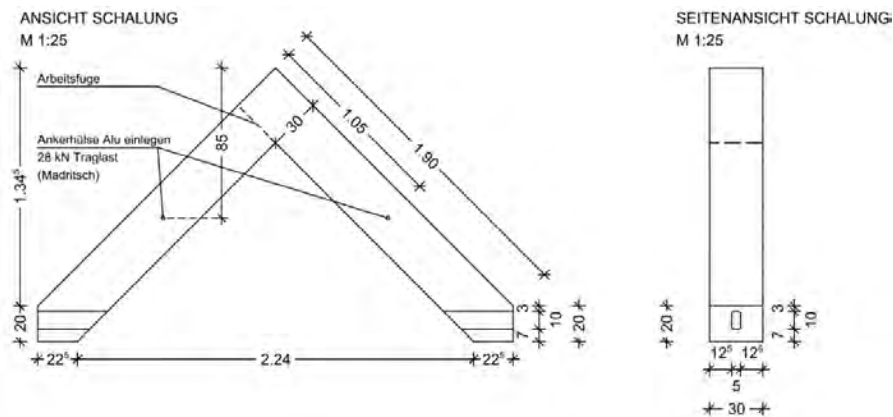


Abbildung 87: Schalplan des Tastversuches P00.

Die Bewehrung des Versuchskörpers bestand aus B550B und ist in Abbildung 88 und Abbildung 89 dargestellt. Als Hauptzugbewehrung wurden vier Stäbe vom Durchmesser 16 mm gewählt (Pos. 1). Der Biegerollendurchmesser im Bereich der Ecke wurde mit $20x d_s$ (hier 320 mm) gewählt. Auf der Druckseite waren je vier Stäbe mit Durchmesser 10 mm verlegt (Pos. 8). An den Schenkelenden wurde die Bewehrung als Steckbewehrung (Pos. 10) geführt. Die Querkraftbewehrung erfolgte mit Bügeln vom Durchmesser 10 mm (Pos. 2 bis 7), die im Nahbereich der Ecke mit 15 cm Abstand verlegt waren und zum Krafteinleitungsbereich verschwenkt wurden, um sich dem Kraftfluss anzupassen. Im Bereich der Ecke wurden statt Bügeln vier Klammern mit Durchmesser 10 mm (Pos. 11) eingelegt, um die Querbewehrung in einem Brückenbauwerk zu simulieren. Die Winkelbewehrung (Pos. 9) dienen zur Stabilisierung der Betondeckung im Eck und sollten bei Belastungssteigerung ein Abplatzen selbiger verhindern. Die Durchführungen an den

Krafteinleitungsbereichen wurden mit je 5 Stück 8 mm -Bügeln umschnürt, um die Aufnahme der Spannungen zufolge lokaler Krafteinleitung zu ermöglichen.

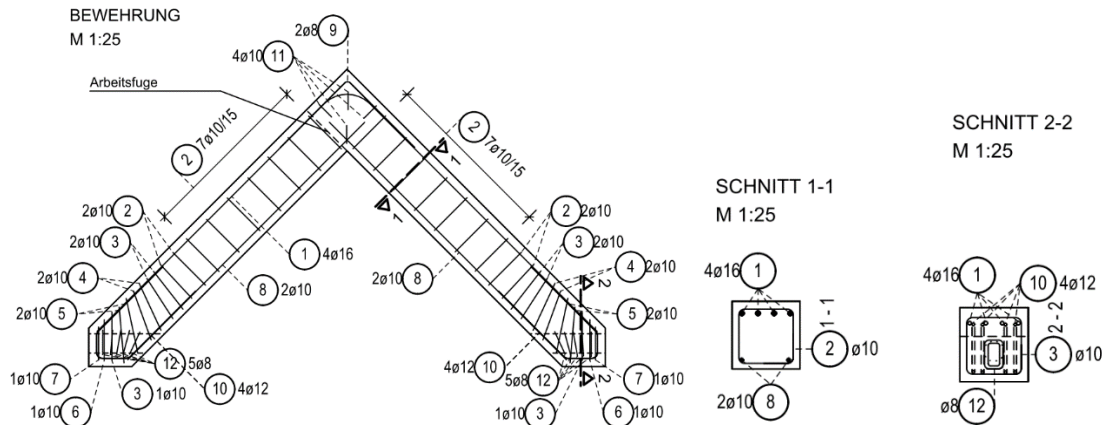


Abbildung 88: Bewehrungsverlegung des Tastversuches P00.

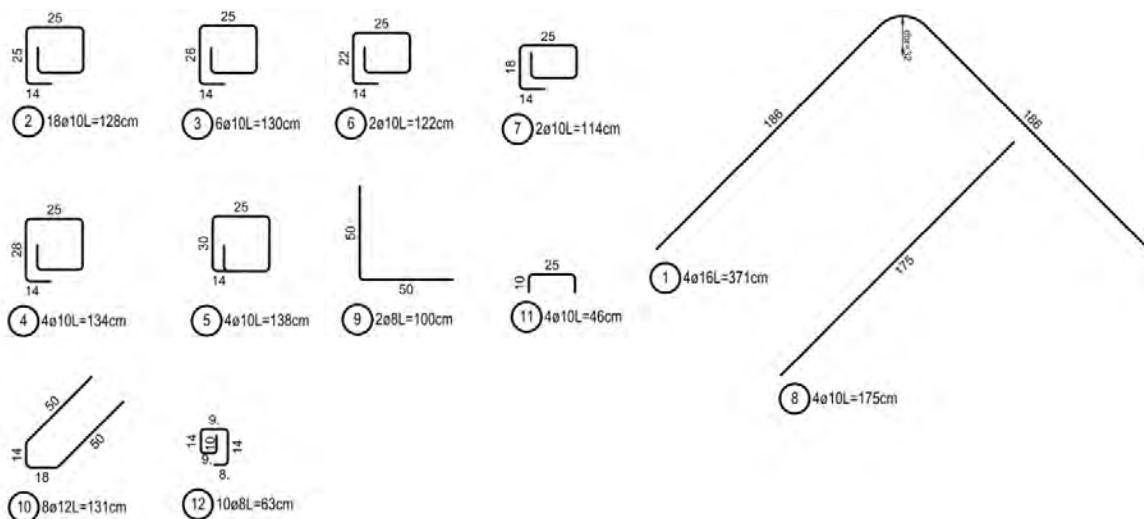


Abbildung 89: Bewehrungspositionen des Tastversuches P00.

6.3.2 Schalungsbau

Die Schalung und der Bewehrungskorb des Versuchskörpers für den Vorversuch wurden durch die Firma STRABAG unter Beteiligung der Universitätsmitarbeiter am 5. August 2020 in den Räumlichkeiten der TVFA hergestellt. Abbildung 90 zeigt den Schalboden in der Betonierhalle und die fertige Schalung mit eingelegtem Bewehrungskorb. Die Schalung wurde seitlich abgestützt, um dem Betonierdruck möglichst unverformt widerstehen zu können. Die Schalung wurde aus herkömmlichen hölzernen Schaltafeln erstellt.



Abbildung 90: Schalboden (links) und fertige Schalung mit Bewehrungskorb (rechts).

6.3.3 Bau des Bewehrungskorbes

Die Bewehrung des Versuchskörpers ist im Plan in Abbildung 88 dargestellt. Abbildung 91 zeigt einige Details der Bewehrungsverlegung. Rechts ist die Bewehrung des Schenkels dargestellt. Deutlich zu sehen sind die Bügel, welche zum Auflager hin verschwenkt wurden. Das mittig linke Bild zeigt die Bewehrung im Bereich des Rahmenecks. Hier sind die Klammern zur Querbewehrung und die 90°-Winkel zur Stabilisierung der Betondeckung erkennbar. Mittig rechts ist die Verbügelung der Durchführung dargestellt. Diese stellte die größte Herausforderung beim Bau von Schalung und Bewehrungskorb dar. Der Hohlraum wurde mit einem Formelement aus XPS erzeugt. Dieses konnte erst nach dem Einheben des Bewehrungskorbes in die Schalung eingebaut werden. Auch der Einbau der Bügel zur Umschnürung der Durchführung erwies sich als zeitaufwändig und kompliziert. Bei den Versuchskörpern der späteren Hauptversuche wurde auf die Seildurchführungen verzichtet. Die Einhaltung der Betondeckung wurde durch den Einbau von Abstandhaltern aus Beton gewährleistet, siehe Bild rechts außen.

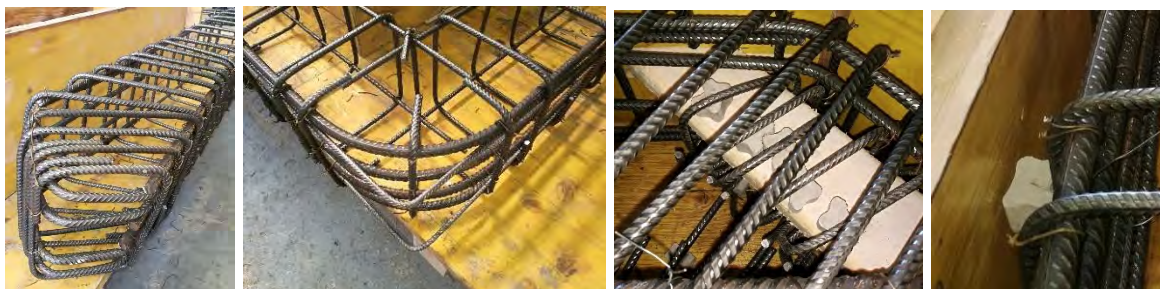


Abbildung 91: Details des Bewehrungskorbes von P00: Seitenansicht des Kraffteinleitungsbereiches (links), Rahmeneckdetail (Mitte-links), Verbügelung der Durchführung (Mitte-rechts) und Abstandhalter (rechts).

6.3.4 Betonage

Der Versuchskörper wurde am 5. August 2020 durch die Firma STRABAG unter Beteiligung der Universitätsmitarbeiter in den Räumlichkeiten der TVFA betoniert. Dazu wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C35/45 verwendet. Der Versuchskörper wurde in einem

Guss hergestellt. Zur Prüfung der Materialfestigkeit wurden drei Probewürfel mit 150 cm Seitenlänge erstellt, welche unter Normbedingungen gelagert wurden. Drei weitere Würfel wurden unter denselben Bedingungen gelagert wie die Rahmenecke. Tabelle 26 zeigt die Ergebnisse der Prüfung nach 28 Tagen Normlagerung und nach 34 Tagen Bauteillagerung. Der Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit beträgt für die Normlagerung $f_{cm,cube} = 51.91$ N/mm². Daraus ergibt sich eine charakteristische Würfel Festigkeit mit der Formel $f_{ck} = f_{cm,cube} - 8$ N/mm² zu 43.91 N/mm². Der Sollwert würde für den geforderten C35/45 45 N/mm² betragen. Damit ist der Beton nahe an der geforderten Festigkeit.

Tabelle 26: Geprüfte Festigkeiten des Vorversuchs.

Tag	$f_{c,cube}$	$f_{cm,cube}$	s_n	$f_{ck,5\%,cube}$	$f_{ck,95\%,cube}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[-]	[N/mm ²]
28	51.59	51.91	0.61	50.91	52.92
	51.53				
	52.62				
34	51.88	51.53	0.95	49.96	53.10
	52.26				
	50.45				

6.3.5 Ausbildung der Betonierfuge

Der Versuchskörper für den Vorversuch wurde in einem Guss betoniert. Die bei den späteren Hauptversuchen vorgesehene Betonierfuge wurde hier nass in nass ausgeführt. Das zur Abschaltung erforderliche Streckmetall wurde, wie in Abbildung 92 gezeigt, auch beim Vorversuch eingebaut. Durch die Betonage in einem Guss verblieb das Streckmetall im Versuchskörper. Damit sollte die Betonierfuge der Hauptversuche auch im Vorversuch simuliert werden. In Abbildung 93 wird links der Versuchskörper während der Betonage und rechts während der Nachbehandlung gezeigt.

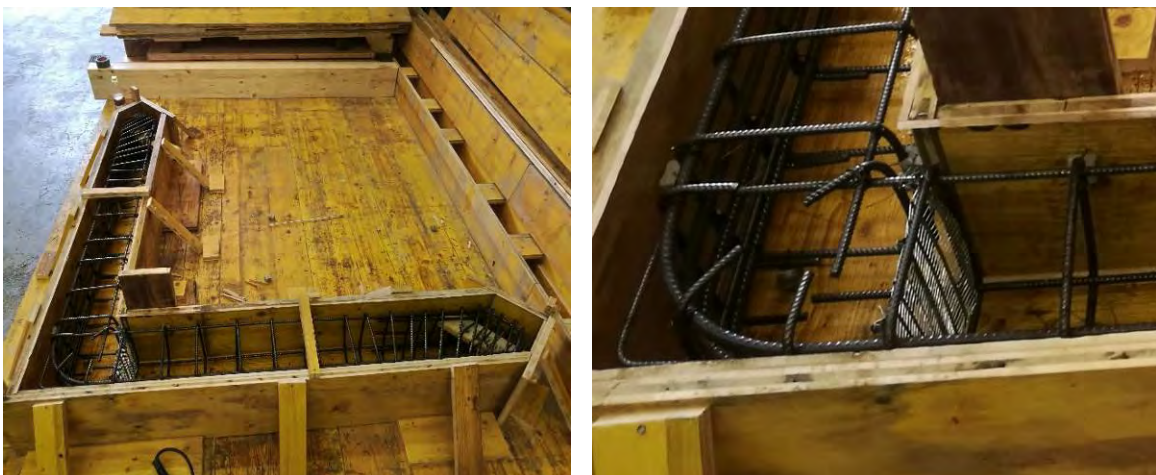


Abbildung 92: Lage der Betonierfuge (links) und Ausgestaltung mit Streckmetall (rechts).



Abbildung 93: Betonage beider Schenkel in einem Guss mit Fuge nass in nass (links) und fertig betonierter und zur Nachbehandlung abgedeckter Versuchskörper (rechts).

6.3.6 Versuchsdurchführung

Am 2. September 2020 erfolgte die Prüfung des Vorversuches. Dazu wurde der Versuchskörper in den Prüfraumen eingebaut und sowohl das optische Messsystem als auch der Seilwegaufnehmer installiert. Abbildung 97 zeigt den Kraft-Verformungs-Verlauf des Tastversuches. Die Last wurde kontinuierlich gesteigert. Es konnte eine Höchstlast von 112.98 kN bei einer Verformung von 55.1 mm erreicht werden.



Abbildung 94: Bildung der Biegerisse im Verlauf der Belastung (links), beginnendes Versagen der Druckzone (Mitte) und fortgeschrittenes Druckzonenversagen (rechts).



Abbildung 95: Rissbildung im Verlauf der Belastung (links und Mitte) und Druckzone nach dem Versagen (rechts).

Ab einer Last von ca. 50 kN bildete sich das in Abbildung 94 links gezeigte Rissbild aus. Die Rissweiten der Biegerisse vergrößerten sich mit steigender Last. Bei Höchstlast bildete sich der maßgebende Biegeriss mit einer Rissweite von ca. 2 mm aus. Nach dem Überschreiten der Höchstlast kam es mit fortschreitender Einschnürung der Druckzone,

zum Druckzonenversagen siehe Abbildung 94, Abbildung 95 und Abbildung 100. In Abbildung 95 ist links das Biegerissbild bei Höchstlast und mittig bei Versuchsende dargestellt. Das rechte Bild zeigt die abgeplatze Druckzone am Ende des Versuches.

6.3.7 Ergebnisse

In Abbildung 97 ist das Last-Verschiebungsdiagramm und das Last-Zeit-Diagramm dargestellt. Die Höchstlast von 112.98 kN wurde bei einem Weg von 55.1 mm erreicht. Vor dem Erreichen der Höchstlast kam es zum Fließen der Bewehrung, was durch das Abfallen der Steifigkeit in der linken Abbildung gekennzeichnet ist. Nach dem Erreichen der Höchstlast stellte sich ein Fließplateau ein. Bei einem Weg von 67 mm begann die Druckzone zu versagen. Dies ist durch das Abfallen der Last gekennzeichnet. Die mittlere Darstellung in Abbildung 94 zeigt das beginnende Abplatzen der Druckzone. Die rechte Darstellung zeigt einen fortgeschrittenen Zustand des Versagens. Ein ähnlicher Zustand kann in Abbildung 100 beobachtet werden. Die Bewehrung auf der Druckseite knickte beim Versagen aus. Für die Hauptversuche wurde daher der erste Bügel etwas näher an die Ecke gerückt. Aus der gemessenen Rissöffnung konnte auf den Dehnungszustand in der Bewehrung im Rissquerschnitt zurückgeschlossen werden. Die entsprechende Berechnung wird in Abbildung 96 gezeigt. Laut dem errechneten Wert von 13.7 ‰ Stahldehnung ist die Bewehrung im Verlauf des Versuches ins Fließen gekommen.

Die beobachteten und gemessenen Ergebnisse stimmen mit den Erwartungen und der vorher durchgeführten numerischen Simulation überein. Auf Basis dieser Erkenntnisse wurden die Hauptversuche ausgelegt.

Die fortschreitende Rissbildung ist in Abbildung 98 bis Abbildung 101 dargestellt.

Berechnung Stahldehnung ϵ_{sII} im Rissquerschnitt		
maximale Rissbreite	$w_k =$	2 mm
maximaler Rissabstand	$s_{r,max} =$	150 mm
	$f_{ctm} =$	3.2 N/mm ²
	$E_{cm} =$	34000 N/mm ²
	$A_s =$	8 cm ²
	$A_{c,eff} =$	240 cm ²
	$\rho_{s,eff} =$	0.0333333
	$k_t =$	0.6
	$E_s =$	206000 N/mm ²
		<i>kurzzeitige Einwirkung</i>
	$\epsilon_{sII} =$	1.37%

Abbildung 96: Berechnung der Stahldehnung bei Höchstlast.

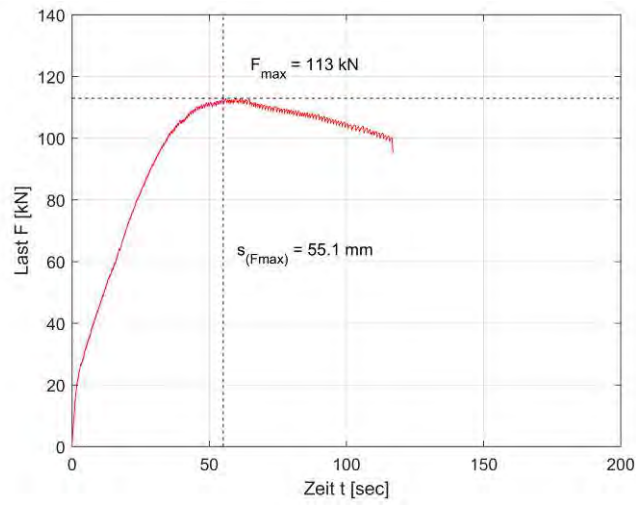


Abbildung 97: Last-Verschiebungs-Diagramm (oben und Last-Zeit-Diagramm (unten) mit Versagensphasen.

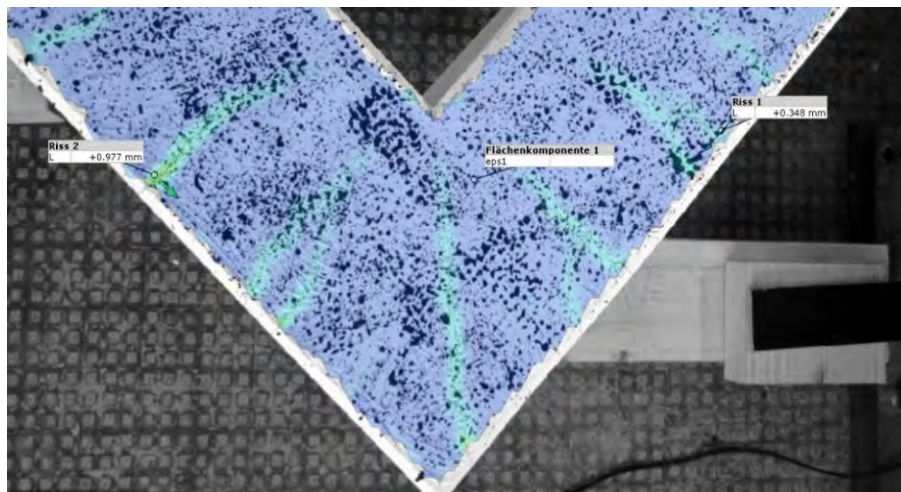


Abbildung 98: Fortschreitende Rissbildung im Verlauf des Versuchs Teil 1.

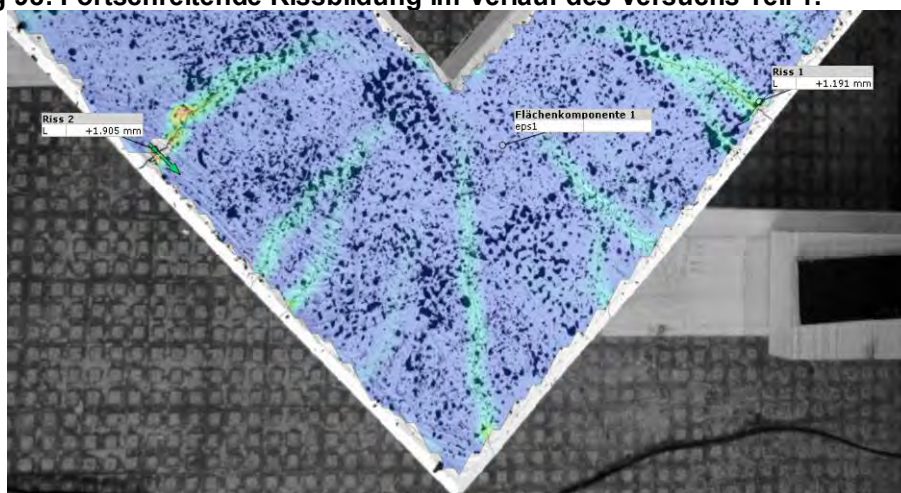


Abbildung 99: Fortschreitende Rissbildung im Verlauf des Versuchs Teil 2.

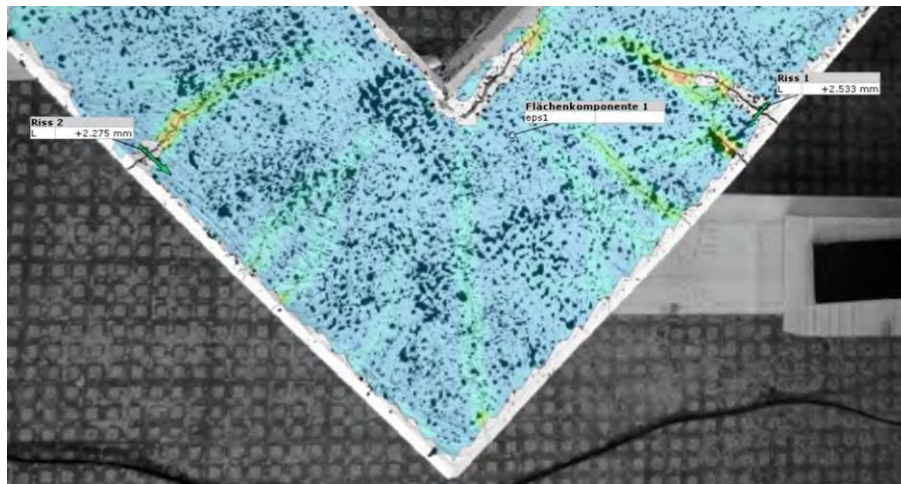


Abbildung 100: Fortschreitende Rissbildung im Verlauf des Versuchs Teil 3 mit beginnendem Versagen der Druckzone.

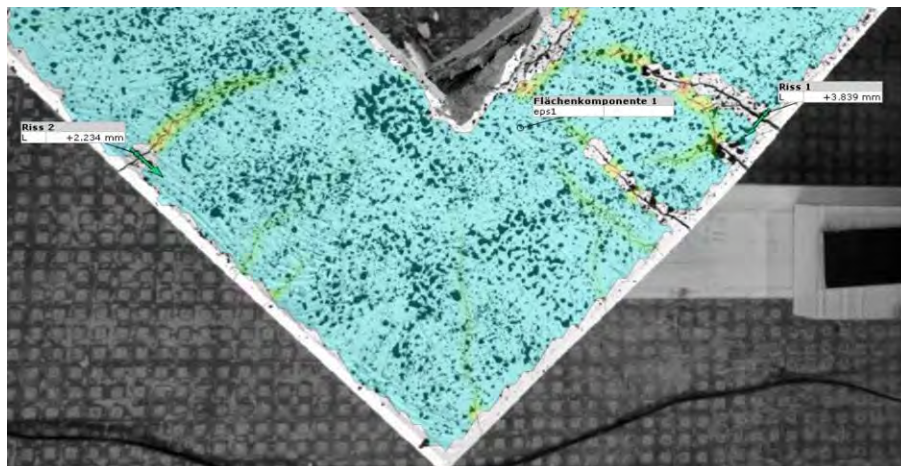


Abbildung 101: Fortschreitende Rissbildung im Verlauf des Versuchs Teil 4.

6.4 Hauptversuche

6.4.1 Schalung der Versuchskörper

Die Schalung für die Hauptversuche wurde durch die Firma STRABAG unter Beteiligung der Universitätsmitarbeiter in den Räumlichkeiten der TVFA der Universität Innsbruck erstellt. Dazu wurde ein laboreigener Schalboden genutzt. Die Schalkästen wurden direkt aneinandergelagert und mit Distanzleisten gegeneinander abgestützt. So konnten alle Schalungen platzsparend untergebracht werden, siehe Abbildung 102.

Die Schalpläne der Hauptversuche unterscheiden sich nur gering von dem des Vorversuchs. Auf die ursprünglich vorgesehenen Öffnungen zur Durchführung von Spannstäben wurde nach erfolgreichem Test des Versuchsstandes verzichtet. Die Abmessungen

der Versuchskörper blieben unverändert. Für alle Versuchskörper wurde eine Betonierfuge ausgeführt. Diese sollte die Verbindung zwischen Tragwerk und Auflagerwand möglichst realitätsnah simulieren. Die beiden Schenkel wurden daher in unterschiedlichen Betonagen um drei Tage versetzt betoniert. Abbildung 103 zeigt den Schalplan für die Versuchskörper für alle Serien mit Ausnahme der Serie P05 – Eckstoß mit z-Fuge. Die Fuge wurde dabei strichliert dargestellt. Die Variante mit z-Fuge ist in Abbildung 104 dargestellt.

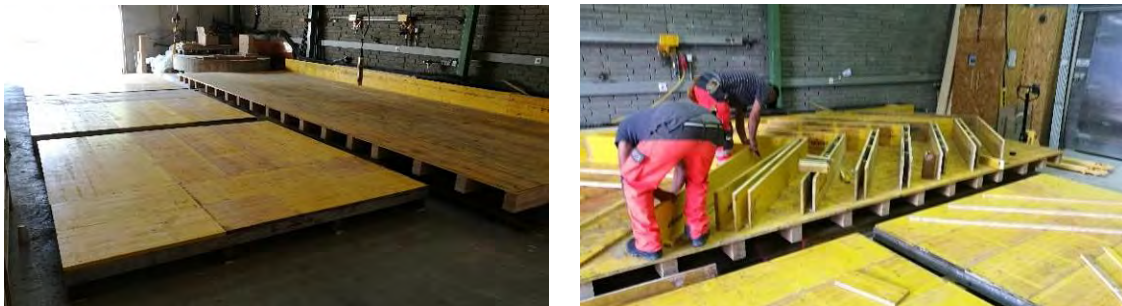


Abbildung 102: Schalboden (links) und Schalungen für die Rahmenecken (rechts).

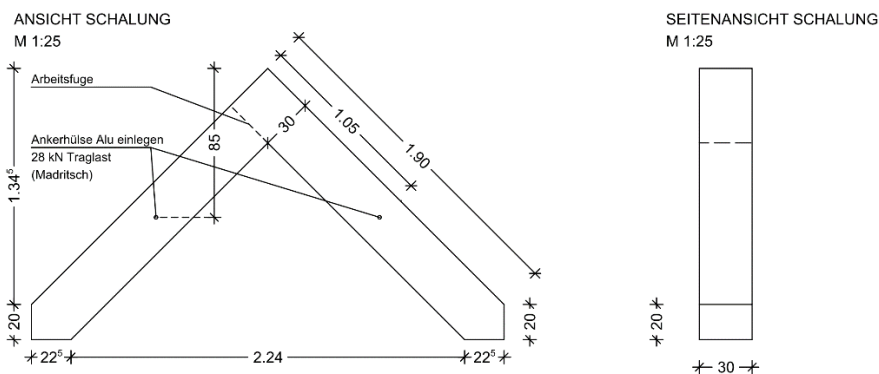


Abbildung 103: Schalplan der Versuchskörper der Serien P01 bis P07, außer P05.

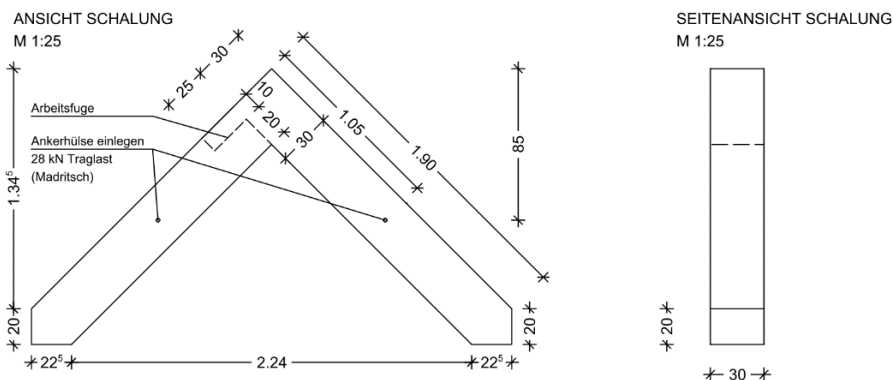


Abbildung 104: Schalplan der Versuchskörper der Serie P05.

6.4.2 Bewehrung der Versuchskörper

Die Bewehrung für die Versuchskörper wurde aus Baustahl B550B hergestellt. Bis auf die Führung der Hauptzugbewehrung waren die Bewehrungskörbe für alle Versuchskörper identisch.

Als Hauptzugbewehrung wurden jeweils vier Stäbe vom Durchmesser 16 mm gewählt (z.B. Pos. 1 in Abbildung 106 und Abbildung 107). Der Biegerollendurchmesser im Bereich der Ecke wurde mit $20x d_s$ (hier 320mm) festgelegt. Auf der Druckseite wurden je Schenkel vier Stäbe mit Durchmesser 10 mm verlegt (z.B. Pos. 8 in Abbildung 106 und Abbildung 107). An den Schenkelenden wurde die Bewehrung als Steckbewehrung (z.B. Pos. 10 in Abbildung 106 und Abbildung 107) geführt. Die Querkraftbewehrung erfolgte mit Bügeln vom Durchmesser 10 mm (z.B. Pos. 2 bis 7 in Abbildung 106), die im Nahbereich der Ecke mit 15 cm Abstand verlegt und zum Kraffteinleitungsbereich verschwenkt wurden, um sie dem Kraftfluss anzupassen. Der Abstand des ersten Bügels zum Rahmeneck wurde entsprechend der Erkenntnisse aus dem Vorversuch mit etwa 7 cm festgelegt. Im Bereich der Ecke wurden statt Bügeln vier Klammern mit Durchmesser 10 mm verlegt (z.B. Pos. 11 in Abbildung 106 und Abbildung 107), um die Querbewehrung in einem Brückenbauwerk zu simulieren. Die Winkelbewehrung (z.B. Pos. 9 in Abbildung 106 und Abbildung 107) dienten zur Stabilisierung der Betondeckung im Eck und sollten bei Belastungssteigerung ein Abplatzen selbiger verhindern. Die planmäßige Betondeckung der Bügel betrug $c_{nom} = 2.0$ cm. Das linke Bild von Abbildung 105 zeigt die zur Verlegung vorbereiteten Bewehrungspositionen. Rechts ist ein fertiger Bewehrungskorb dargestellt. Die Bewehrung wurde in der Schalung mit Betonklötzchen als Abstandhalter positioniert und ausgerichtet. Das rechte Bild zeigt im Hintergrund außerdem die fertige Schalung für die Versuchskörper.

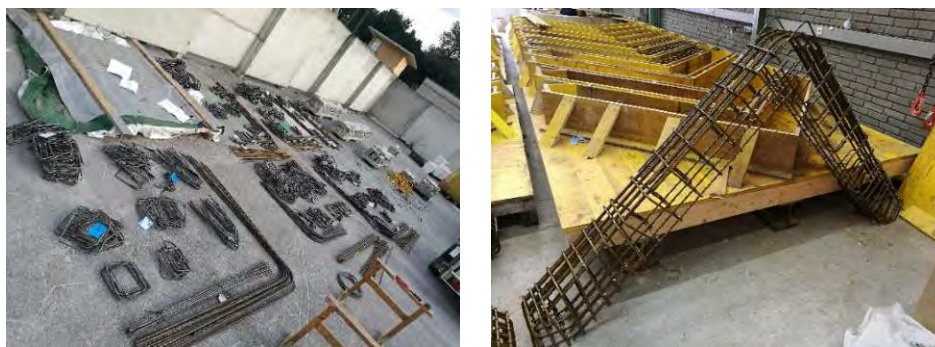


Abbildung 105: Einzelne Bewehrungspositionen (links) und fertiger Bewehrungskorb (rechts).

6.4.2.1 Bewehrung von Versuchskörper P01-01 bis -03 (durchgehende Bewehrung)

Die Bewehrungsverlegung der Versuchskörper von Serie P01 ist in Abbildung 106 dargestellt. Die Hauptbewehrung wurde gemäß der Darstellung von Pos. 1 in Abbildung 107 als ungestoßener Stab mit 16 mm Durchmesser und einer Länge von 371 cm ausgeführt.

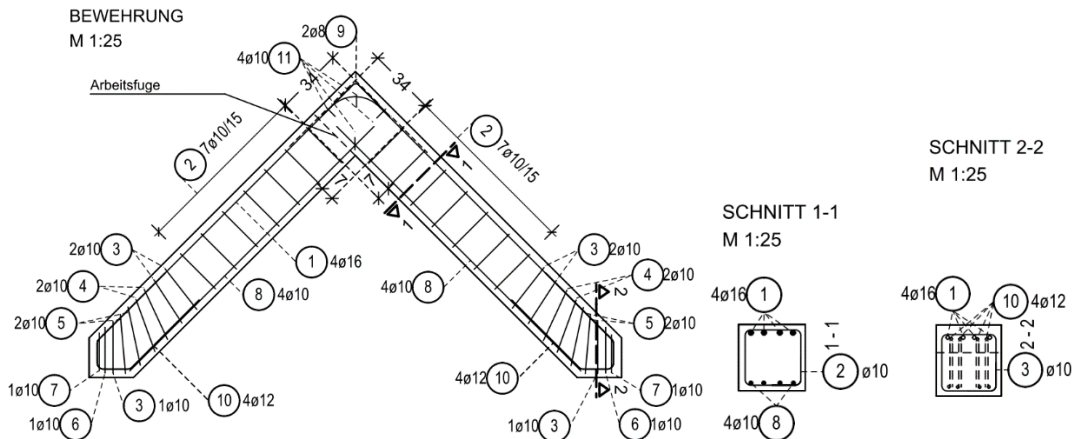


Abbildung 106: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P01-01 bis P01-03.

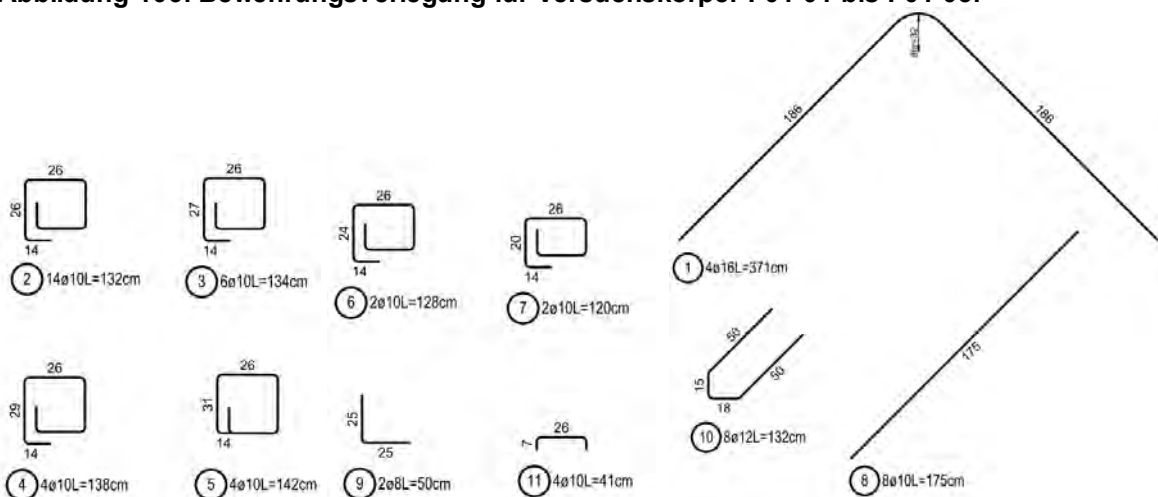


Abbildung 107: Bewehrungspositionen der Versuchskörper P01-01 bis P01-03.

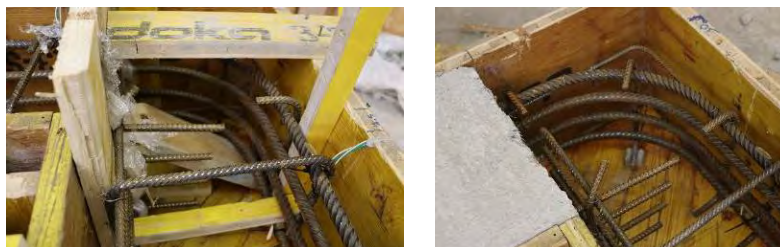


Abbildung 108: Eckbewehrung (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P01-01.

Die Verlegung der Bewehrung im Rahmeneck ist in Abbildung 108 dargestellt. Die Abbildung zeigt auch die Abschaltung der Betonierfuge (links) und die fertige Fuge (rechts).

6.4.2.2 Bewehrung von Versuchskörper P02-01 bis -03 (Übergreifung im Schenkel)

Die Bewehrungsverlegung der Versuchskörper von Serie P02 ist in Abbildung 109 dargestellt. Die Hauptbewehrung wurde entsprechend der Darstellung von Pos. 1 und Pos. 12 in Abbildung 110 mit Übergreifungsstoß ausgeführt. Pos. 1 wurde dazu gegenüber Serie P01 verkürzt und übergreift mit Pos. 12 auf einer Länge von 85 cm. Diese ergeben sich für den planmäßig verwendeten Beton C35/45 und einen 100%-Stoß. Die Hauptbewehrung wurde mit Stäben vom Durchmesser 16 mm ausgeführt.

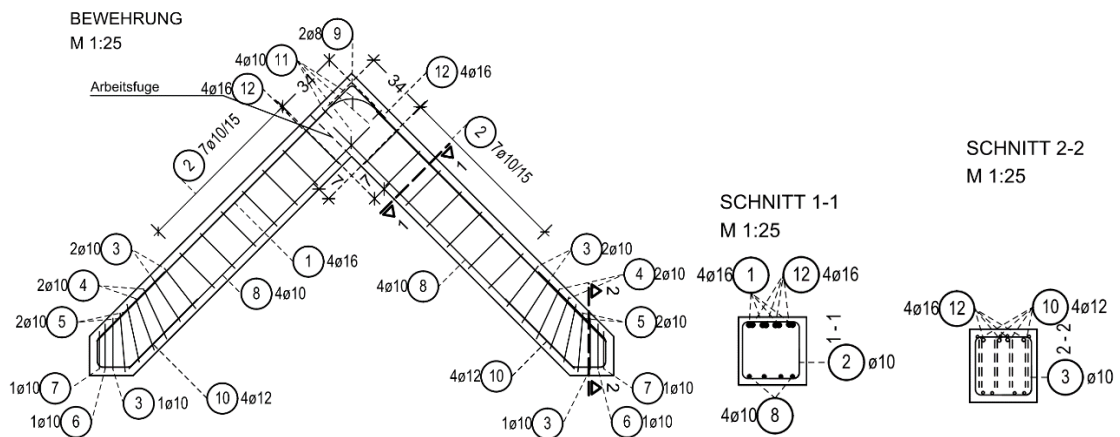


Abbildung 109: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P02-01 bis P02-03.

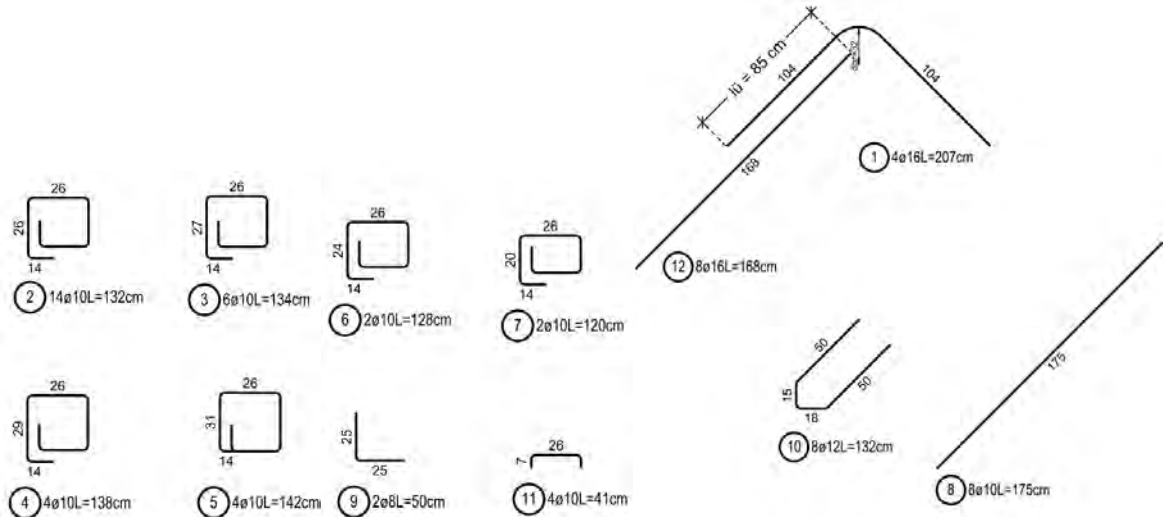


Abbildung 110: Bewehrungspositionen der Versuchskörper P01-01 bis P01-03.

Die Verlegung der Bewehrung im Rahmeneck und die Betonierfuge sind in Abbildung 111 rechts dargestellt. Links ist der Übergreifungsstoß zu sehen.



Abbildung 111: Übergreifungsstoß (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P02-01.

6.4.2.3 Bewehrung von Versuchskörper P03-01 bis P03-03 (Muffenstoß)

In Abbildung 112 und Abbildung 114 ist die Bewehrungsverlegung der Versuchskörper von Serie P03 dargestellt. Die Hauptbewehrung wurde entsprechend der Darstellung von Pos. 1 mit Muffenstoß ausgeführt. Als Muffen wurden Modix SM 16 Standardmuffen der Firma Peikko [41] verwendet. Die technischen Daten der Muffen sind in Tabelle 27 aufgelistet. Die Muffen wurden mit einem Abstand von 27 cm zum geraden Stab montiert. Diese Länge ergibt sich aus den fertigungsbedingten Mindestabständen zum Radius.

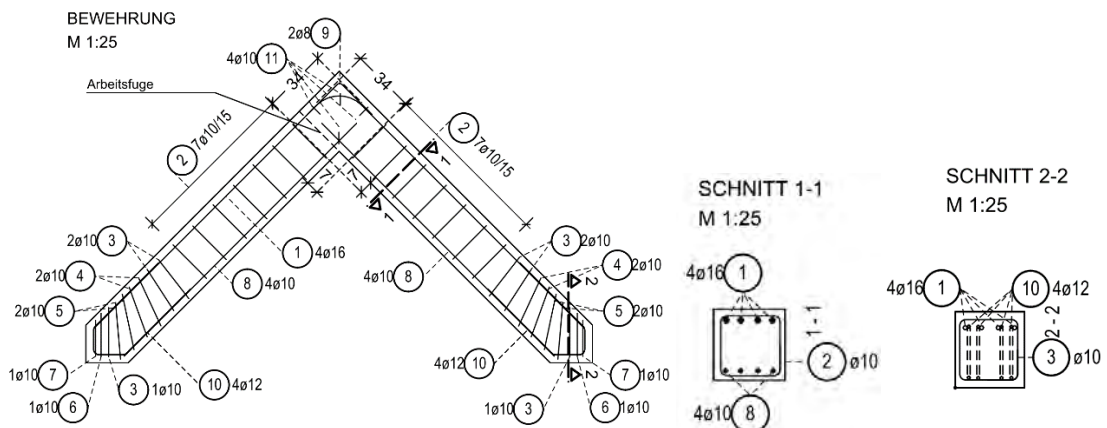


Abbildung 112: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P03-01 bis P03-03.



Abbildung 113: Übergreifungsstoß (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P03-01.

Die Verlegung im Rahmeneck und die Betonierfuge sind in Abbildung 113 rechts dargestellt. Bedingt durch den Durchmesser der Muffen wurde der erste Bügel etwas vom Eck weg versetzt.

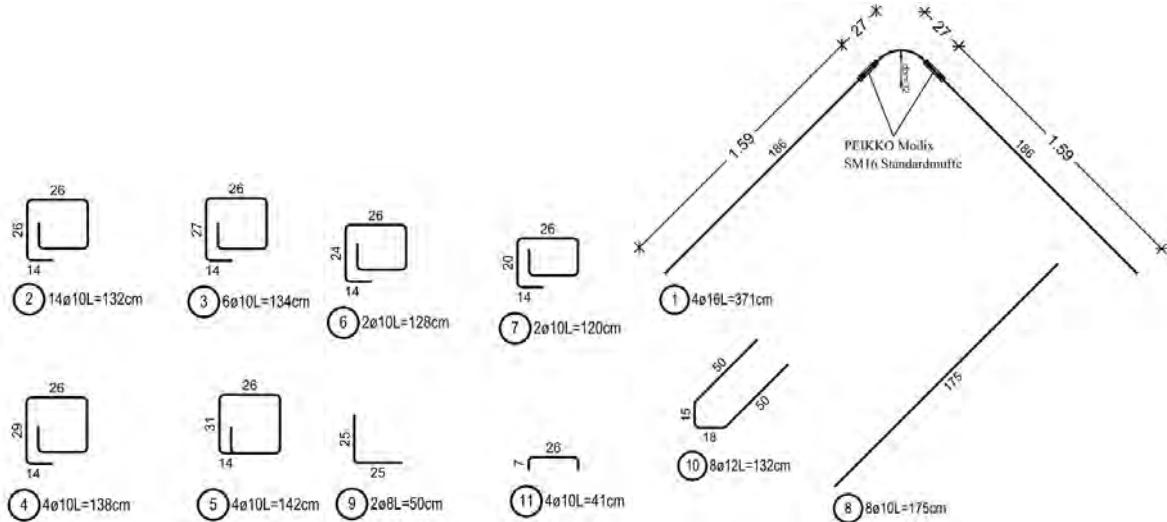
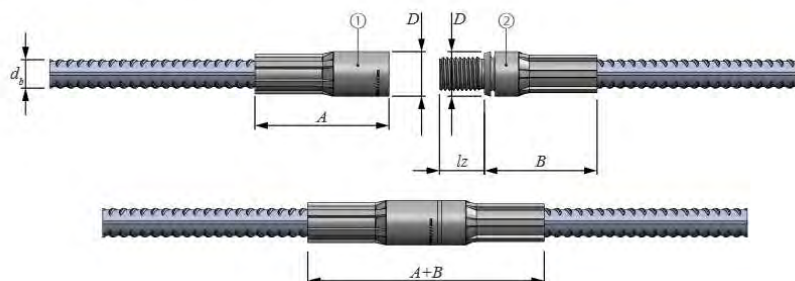


Abbildung 114: Bewehrungspositionen der Versuchskörper P03-01 bis P03-03.

Tabelle 27: Technische Daten der verwendeten Muffen des Modix-Systems von Peikko (entnommen aus [41]).

Muffe	d_s [mm]	D [mm]	A [mm]	B [mm]	$A+B$ verschraubt [mm]	Gewinde M	l_z [mm]	Farbe Gewindegewinde
SM10	10	17,5	52	46	96	M 12 × 1,75	16,0	Orange
SM12	12	21,0	63	52	113	M 16 × 2	21,2	Gelb
SM14	14	24,0	72	57	127	M 18 × 2,5	24,8	Blau
SM16	16	27,0	80	63	141	M 20 × 2,5	27,5	Weiß
SM20	20	33,0	98	77	173	M 24 × 3	31,6	Grün
SM25*	25*	41,0	122	98	218	M 30 × 3,5	39,0	Rot
SM26/SM28*	26/28*	47,0	141	111	250	M 36 × 4	46,0	Schwarz
SM30/SM32*	30/32*	53,0	156	124	278	M 42 × 4,5	53,5	Braun
SM36	36	63,5	163	136	297	M 48 × 5,0	61,7	Violett
SM40	40	63,5	163	136	297	M 48 × 5,0	61,7	Grün

* Durchmesser 25, 28 und 32 in B500B.



6.4.2.4 Bewehrung von Versuchskörper P04-01 bis -03 (Übergreifung im Eck)

Die Bewehrungsverlegung der Versuchskörper von Serie P04 ist in Abbildung 115 dargestellt. Die Hauptbewehrung wurde entsprechend der Darstellung von Pos. 1 in Abbildung 116 mit Übergreifungsstoß ausgeführt. Im Unterschied zu den Versuchskörpern von Serie

P02 wurde der Übergreifungsstoß hier ums Eck geführt. Die Länge des Stoßes wurde gegenüber Serie P02 beibehalten. Die Verlegung der Bewehrung und die Betonierfuge sind in Abbildung 117 rechts dargestellt. Links ist der Übergreifungsstoß zu sehen.

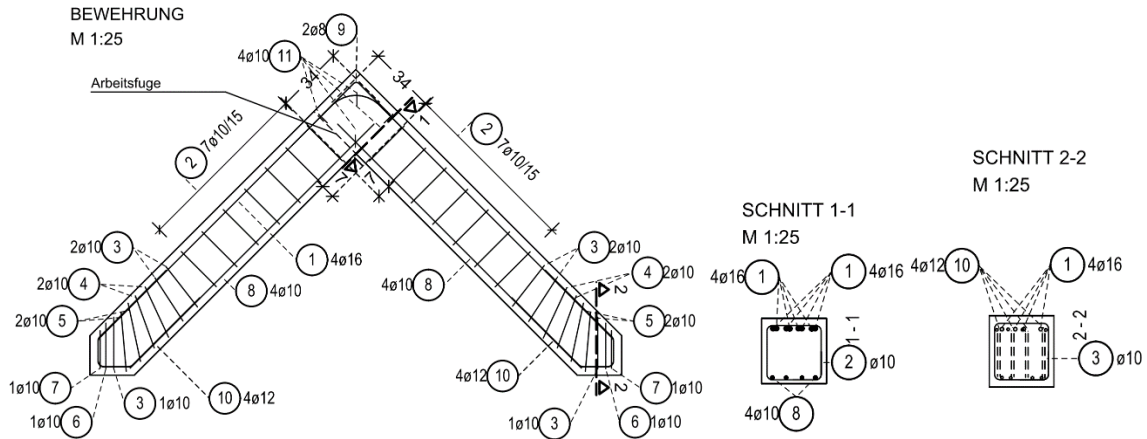


Abbildung 115: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P04-01 bis P04-03.

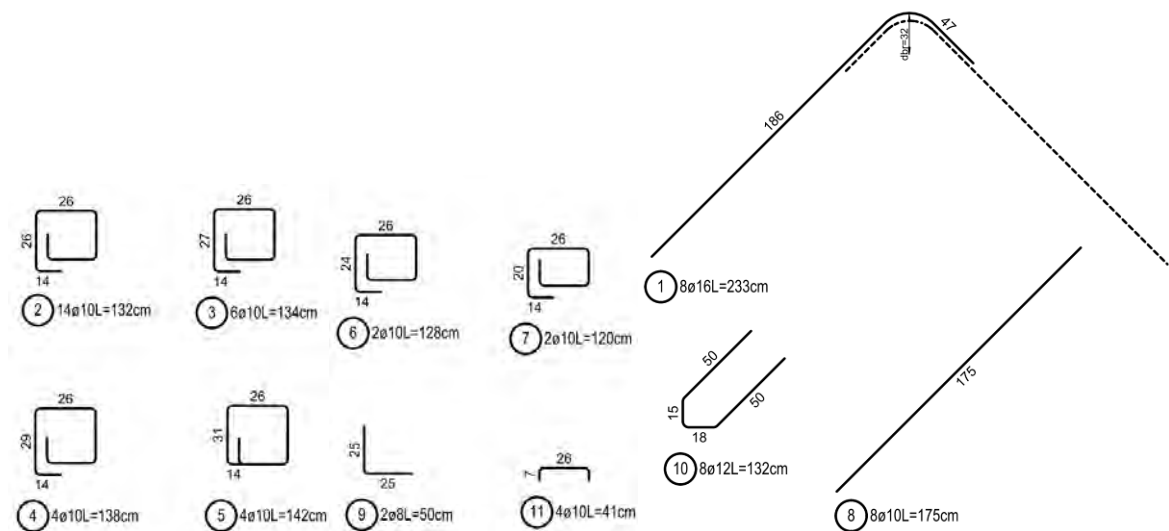


Abbildung 116: Bewehrungspositionen der Versuchskörper P04-01 bis P04-03.



Abbildung 117: Übergreifungsstoß (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P04-01.

6.4.2.5 Bewehrung von Versuchskörper P05-01 bis -03 (Übergreifung im Eck mit z-Fuge)

Die in Abbildung 118 dargestellte Bewehrungsverlegung der Versuchskörper von Serie P05 ist identisch zu jener von Serie P04. Im Unterschied zu Serie P04 wurde die Betonierfuge hier als z-Fuge ausgeführt. Die Verlegung der Bewehrung im Rahmeneck und die Betonierfuge sind in Abbildung 120 dargestellt.

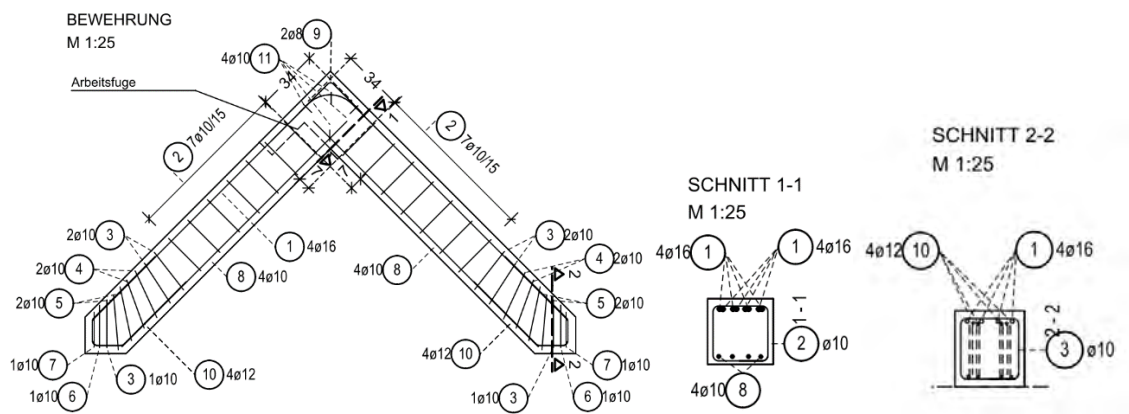


Abbildung 118: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P05-01 bis P05-03.

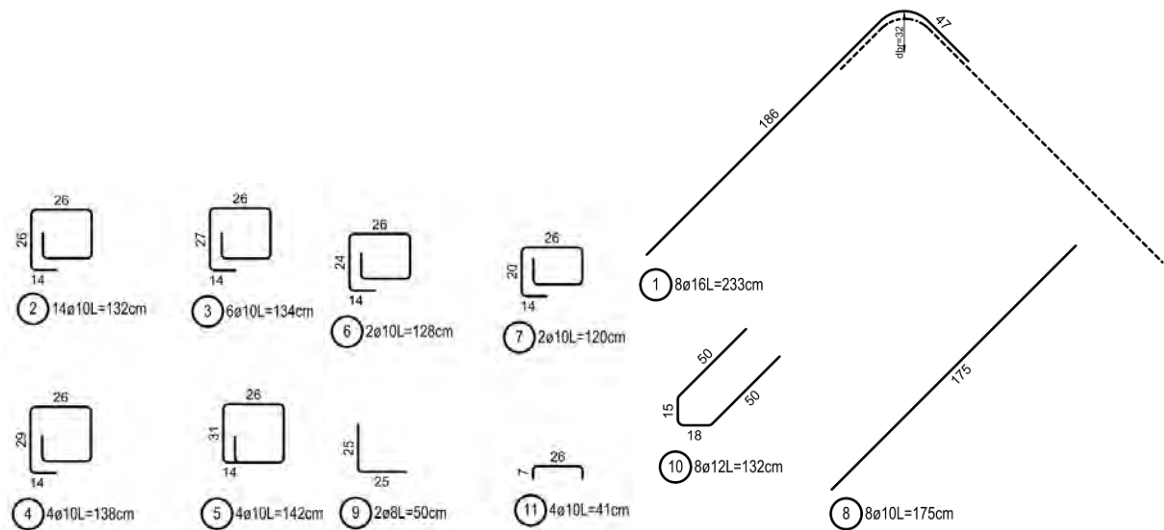


Abbildung 119: Bewehrungspositionen der Versuchskörper P05-01 bis P05-03.



Abbildung 120: Übergreifungsstoß (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P05-01.

6.4.2.6 Bewehrung von Versuchskörper P06-01 (unsymmetrische Schlaufen)

Die Bewehrungsverlegung des Versuchskörpers P06-01 ist in Abbildung 121 dargestellt. Die Hauptbewehrung wurde entsprechend der Darstellung von Pos. 1 in Abbildung 122 mit Schlaufenstoß ausgeführt. Die Stoßlänge wurde dabei durch die Geometrie des Rahmenecks definiert und beschränkte sich auf den radialen Bereich der Hauptbewehrung.

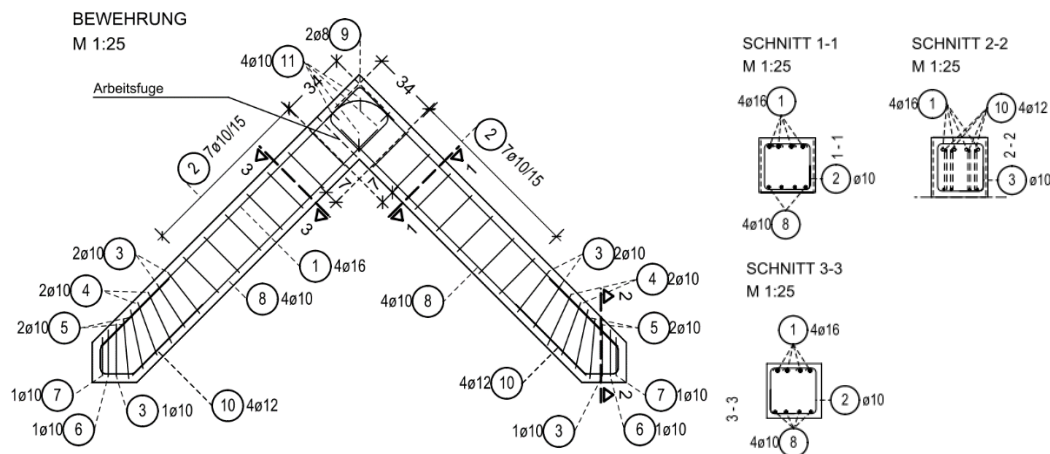


Abbildung 121: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P06-01.

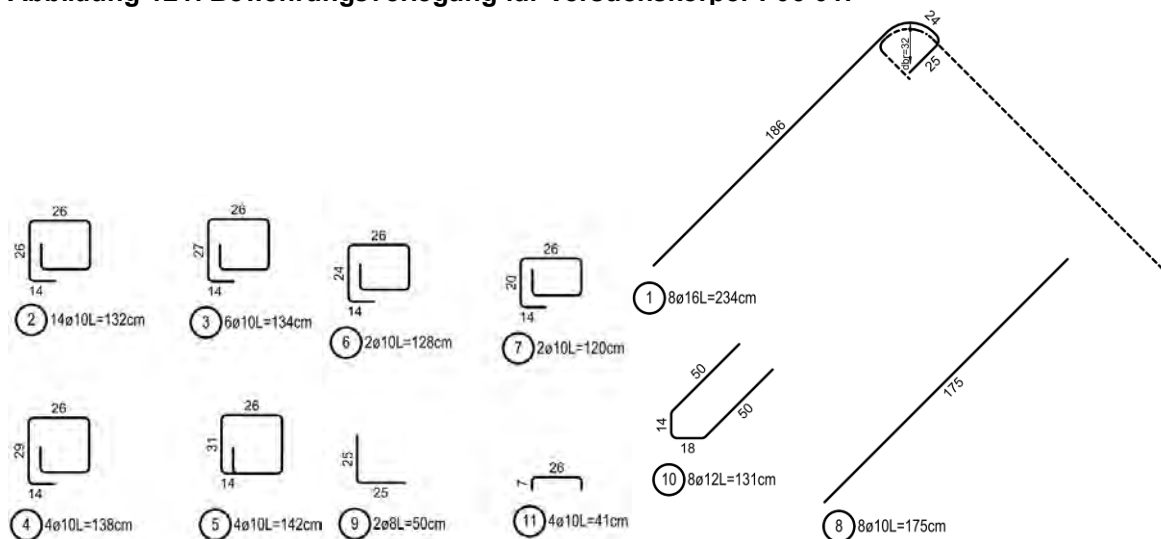


Abbildung 122: Bewehrungspositionen des Versuchskörpers P06-01.

Abbildung 123 zeigt die Schlaufenbewehrung im Detail. Der untere Schenkel der Schlaufe endete am Anschnitt des Rahmenecks.



Abbildung 123: Übergreifungsstoß (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P06-01.

6.4.2.7 Bewehrung von Versuchskörper P07-01 (Eckpanzerung)

Bei Versuchskörper P07-01 wurde die Bewehrung aus dem Rahmeneck hinausgeführt und auf der Außenseite verankert. Die Hauptzugbewehrung wurde dazu in Form von geraden Stäben ausgeführt, die am Ende mit Schraubmuffen versehen wurden. Die Muffen entsprachen den Modellen aus Tabelle 27. Da die Stäbe der beiden Schenkel im Eck aneinander vorbei geführt werden mussten, wurde die Bewehrung der Lagerseite aus Platzgründen mit drei Stäben vom Durchmesser 20 mm ausgeführt. Die Hauptzugbewehrung der Tragwerkseite wurde mit 4 Stäben mit Durchmesser 16 mm definiert, siehe Abbildung 124 und Abbildung 125.

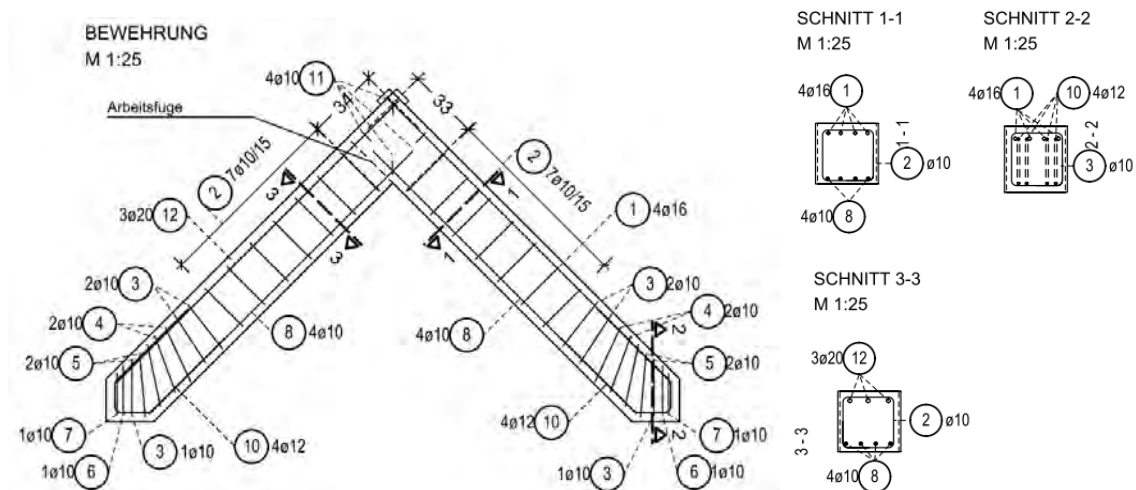


Abbildung 124: Bewehrungsverlegung des Versuchskörpers P07-01.

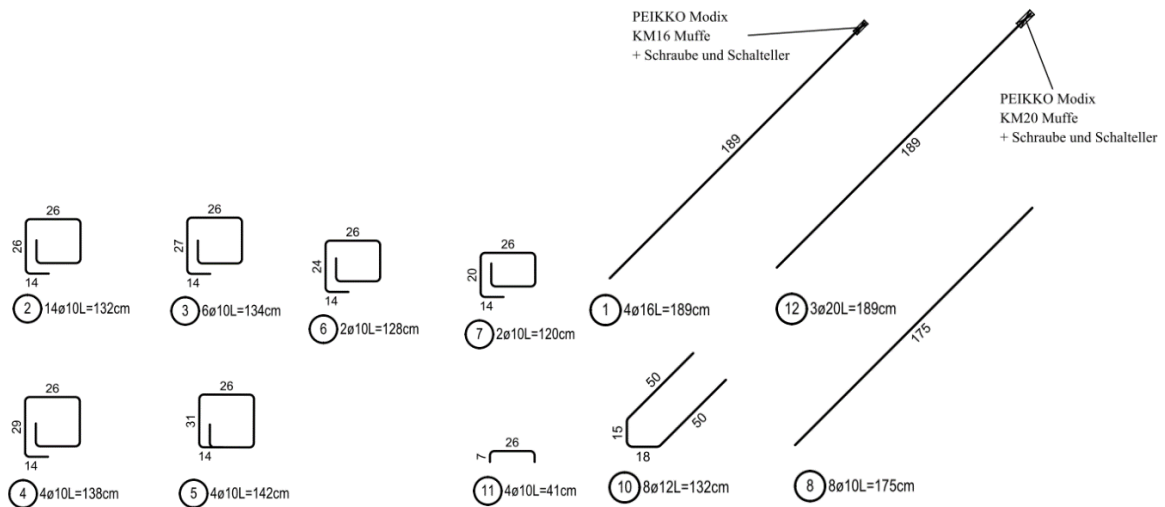


Abbildung 125: Bewehrungspositionen des Versuchskörpers P07-01.

Zur Verankerung an der Außenseite des Ecks wurden die in Abbildung 126 und Abbildung 455 gezeigten Ankerplatten aus S355 angebaut, welche durch Schraubbolzen mit der Biegezugbewehrung verbunden wurden.

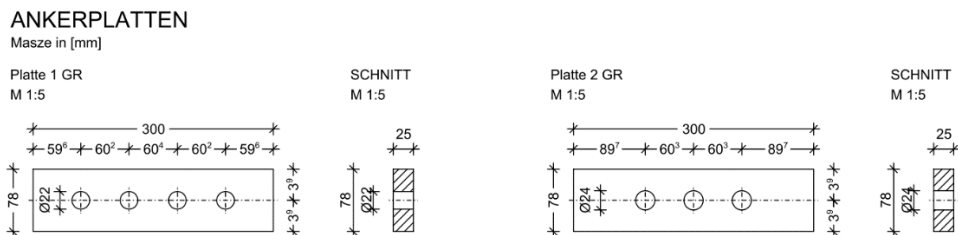


Abbildung 126: Ankerplatten von Versuchskörper P07-01.

Die Bewehrungsführung in der Rahmenecke ist in Abbildung 127 dargestellt. Die Hauptzugbewehrung wurde mit der Schalung verschraubt, um während des Betonierens in der Soll-Lage zu verbleiben.



Abbildung 127: Eckbewehrung (links), Schraubenpositionen (Mitte) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P07-01.

6.4.3 Betonage

6.4.3.1 Ausbildung der Betonierfuge

Die Betonierfuge wurde durch die Firma STRABAG unter Beteiligung der Universitätsmitarbeiter mittels Abschaltung aus Holz und durch Einlegen eines Streckmetalles erzeugt. Die Ausführung der beiden Fugenvarianten ist in Abbildung 128 dargestellt. Links ist die gerade Fuge und rechts die z-Fuge abgebildet.



Abbildung 128: Fugenschalung mit Streckmetall für die Standardfuge (links) und für die z-Fuge (rechts).

Nach dem Aushärten des ersten Schenkels wurde die Abschaltung entfernt und gegen die raue Fuge betoniert. Abbildung 129 zeigt die Fugen vor der zweiten Betonage. Um eine ausreichend gute Haftverbindung zu erzielen, wurden die Fugen 24 h vor der zweiten Betonage angefeuchtet und bis zum Einbringen des Betons feucht gehalten.



Abbildung 129: Fugen nach der Betonage des ersten Schenkels für die Standardvariante (links) und für die z-Fuge (rechts).

6.4.3.2 Betonieren der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden unter zwei Betonagen hergestellt. Diese waren um drei Tage zueinander versetzt und fanden am 05.10.2020 und am 08.10.2020 statt. Zuerst wurde jener Schenkel betoniert, der die Lagerseite repräsentiert, siehe Abbildung 130. Die Betonage des Tragwerksschenkels erfolgte wie in der linken Abbildung gezeigt gegen die feucht gehaltene Betonierfuge. Zur Nachbehandlung wurden die Versuchskörper unter Folien vor dem zu schnellen Austrocknen der Oberfläche geschützt.



Abbildung 130: Betonage eines Tragwerkschenkels (links) und Versuchskörper nach der 2. Betonage (rechts).

Tabelle 28: Geprüfte Betoneigenschaften der Hauptversuche.

Tag	$f_{c,cube}$	$f_{cm,cube}$	s_n	$f_{ck,5\%,cube}$	$f_{ck,95\%,cube}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
30	74.18	73.99	1.34	71.78	76.19
	75.22				
	72.56				
36	61.59	61.63	0.12	61.43	61.83
	61.77				
	61.54				
Tag	$f_{c,cyl}$	$f_{cm,cyl}$	s_n	$f_{ck,5\%,cyl}$	$f_{ck,95\%,cyl}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
36	54.19	53.68	0.86	52.27	55.10
	54.17				
	52.69				
Tag	$f_{ct,sp}$	$f_{ctm,sp}$	s_n	$f_{ct,sp,5\%}$	$f_{ct,sp,95\%}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
36	3.67	3.96	0.27	3.52	4.40
	4.00				
	4.20				
Tag	E_c	E_{cm}	s_n	$E_{c,5\%}$	$E_{c,95\%}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
37	38000.00	37866.67	230.94	37486.80	38246.53
	38000.00				
	37600.00				

Tag	$f_{c,cube}$	$f_{cm,cube}$	s_n	$f_{ck,5\%,cube}$	$f_{ck,95\%,cube}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
28	62.90	61.88	0.97	60.28	63.48
	60.96				
	61.79				
33	57.68	57.93	0.41	57.25	58.60
	57.70				
	58.40				
Tag	$f_{c,cyl}$	$f_{cm,cyl}$	s_n	$f_{ck,5\%,cyl}$	$f_{ck,95\%,cyl}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
33	44.51	46.25	1.51	43.77	48.73
	47.21				
	47.03				
Tag	$f_{ct,sp}$	$f_{ctm,sp}$	s_n	$f_{ct,sp,5\%}$	$f_{ct,sp,95\%}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
33	3.87	3.64	0.33	3.11	4.18
	3.79				
	3.27				
Tag	E_c	E_{cm}	s_n	$E_{c,5\%}$	$E_{c,95\%}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
34	35000.00	35166.67	665.83	34071.47	36261.86
	34600.00				
	35900.00				

Für beide Schenkel wurde Beton der Festigkeitsklasse C35/45 mit den Spezifikationen F45 GK16 CEMII/A-M 42.5 N verwendet. Zur Prüfung der Materialfestigkeit wurden je Schenkel drei Probewürfel mit 150 mm Seitenlänge erstellt, welche unter Normbedingungen gelagert wurden. Zusätzlich wurden je drei weitere Würfel unter denselben Bedingun-

gen gelagert wie die Rahmenecken und nach 36 bzw. 33 Tagen geprüft. Am 36. Tag (Lagerseite) und am 33. Tag (Tragwerkseite) wurden je Schenkel drei Druckprüfungen an Zylindern sowie drei Spaltzugprüfungen und drei E-Modulprüfungen durchgeführt. Die erhaltenen Werte sind in Tabelle 28 aufgelistet. Beide Betone wiesen eine höhere Festigkeit auf als der geforderte C35/45, wobei der Beton des Tragwerksschenkel eine geringere Festigkeit hatte als jener der Lagerseite. Ausgehend von der Formel $f_{ck,cyl} = f_{cm,cyl} - 8$ N/mm² ergibt sich für die Lagerseite ein Wert von $f_{ck,cyl} = 45.68$ N/mm² was einem Beton C45/55 entspricht. Die Betonfestigkeit lag damit zwei Klassen über der bestellten Festigkeit. Für die Tragwerkseite ergibt sich die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit zu $f_{ck,cyl} = 38.25$ N/mm² was einem Beton C40/50 entspricht. Die Betonfestigkeit lag damit eine Klasse über der bestellten Festigkeit.

6.4.3.3 Stahlzugprüfung

Als Bewehrung wurde Betonstahl der Güte B550B nach ÖNORM B 4707:2017 [42] eingebaut. Zur Ermittlung der Materialparameter der verwendeten Stähle wurden Zugversuche nach ÖNORM EN ISO 6892-1:2017 [43] durchgeführt. Um einen definierten Bereich des Versagens zu bestimmen, wurden die Bewehrungsstäbe im Prüfbereich auf einen definierten Durchmesser von 10 mm abgedreht. Abbildung 131 zeigt das Spannungs-Dehnungs-Diagramm der drei überprüften Proben.

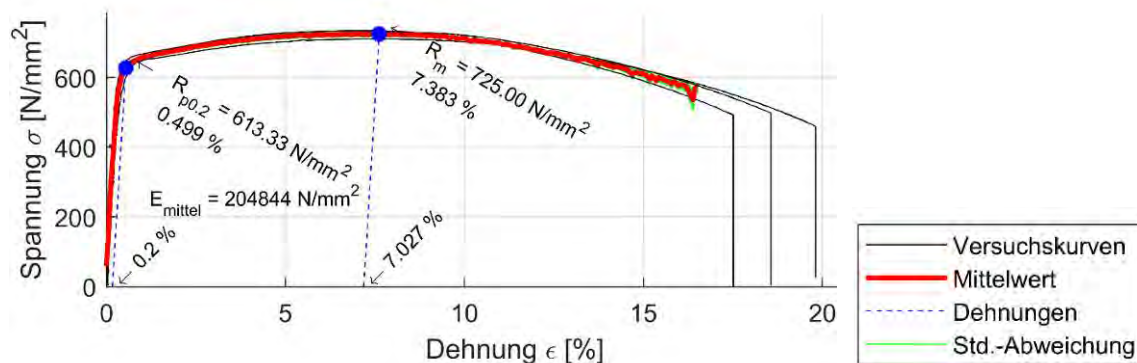


Abbildung 131: Spannungs-Dehnungs-Kurve für den geprüften Betonstahl B550B.

6.4.3.4 Transport der Versuchskörper

Um die Versuchskörper aus der Schalung heben zu können und um sie für den Transport zum Prüfstand versetzen zu können, wurden sie mit je zwei Ankerhülsen versehen. Diese wurden wie in Abbildung 103 und Abbildung 104 dargestellt in den beiden Schenkeln entlang der Schwerlinie des Körpers positioniert. Um beim Anheben keine schrägen Zugkräfte in die Schenkel einzuleiten, wurde die in Abbildung 132 gezeigten Hebetaverse an

den Körpern befestigt. Der Transport zum Prüfraumen und der Einbau in die zur Prüfung erforderliche Endlage erfolgten mit einem Stapler.



Abbildung 132: Anheben der Versuchskörper mittels Krans und Befestigungstraverse.

6.4.4 Durchführung und Ergebnisse der Hauptversuche

Die Versuchskörper wurden zwischen dem 09.11.2020 und dem 12.11.2020 in den Räumlichkeiten der TVFA der Universität Innsbruck geprüft.

Der jeweilige Versuchskörper wurde mit dem Stapler in den Versuchsstand gehoben und auf dem Lagerbock positioniert. Anschließend wurden der Seilaufnehmer installiert und das optische Messsystem ausgerichtet. Nach dem erfolgten Einbau des Versuchskörpers in den in Abbildung 78 und Abbildung 79 gezeigten Versuchsstand wurde die Hydraulikpresse so weit ausgefahren, dass der Aufnahmeschuh am Versuchskörper anlag. In dieser Position wurden die Kraft und der Weg tariert.

Belastungsverlauf der Rahmeneck-Versuche

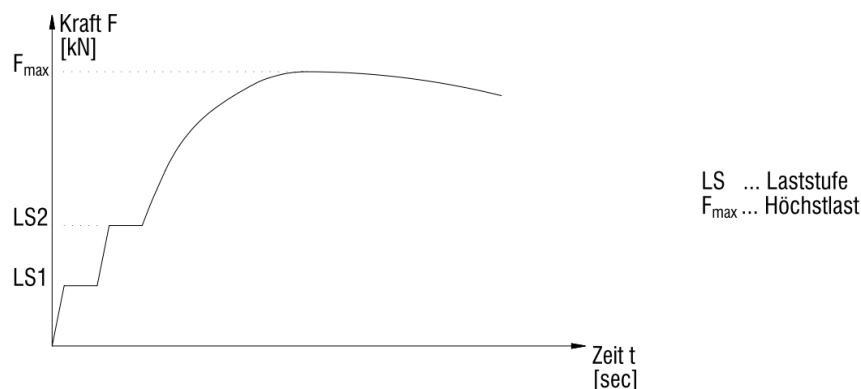


Abbildung 133: Idealisierter Belastungsverlauf der Rahmeneckversuche

Abbildung 133 zeigt schematisch den Verlauf der Versuche. An zwei Laststufen wurde der jeweilige Versuch angehalten und das Rissbild dokumentiert. Die Risse wurden bei bei-

den Lastniveaus mit einer anderen Farbe gekennzeichnet. Die Laststufe 1 wurde dabei mit 30 kN und die Laststufe 2 mit 60 kN definiert. Der Versuch wurde weggesteuert bis zum Bruch belastet.

Die detaillierte Beschreibung der einzelnen Versuche kann Abschnitt E sowie [45] entnommen werden. Die Dokumentation der geometrischen Eigenschaften der Versuchskörper ist in Anhang F angegeben.

6.4.4.1 Vergleich Momenten-Verschiebungs-Verhalten

In Abbildung 134 sind die Verläufe von Kraft bzw. Moment über dem Weg des Seilwegaufnehmers für alle 17 durchgeführten Versuche der Hauptversuchsreihen P01 bis P07 dargestellt. Für die Ermittlung der Anschnittmomente wurde der Abstand $l = 1761.4$ mm vom Drehpunkt der Lasteinleitung zum Anschnitt herangezogen.

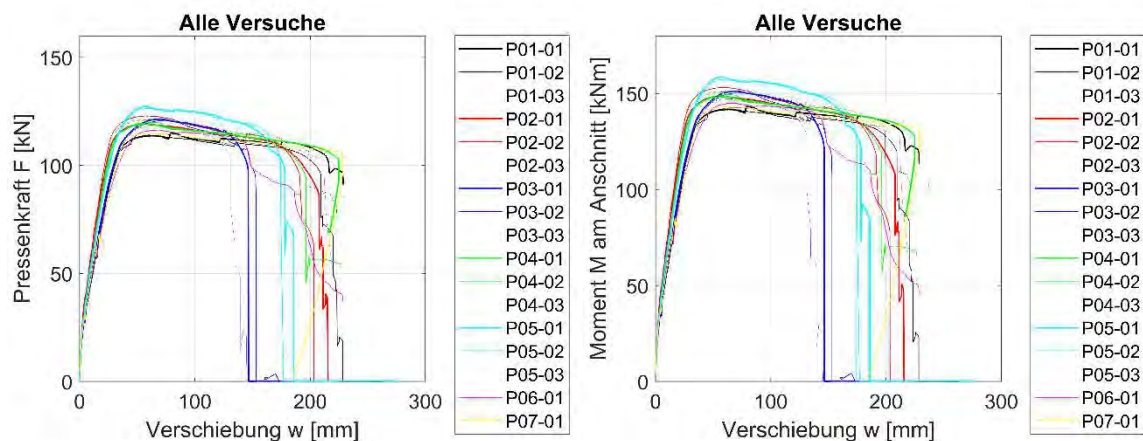


Abbildung 134: Kraft-Weg-Kurven und Momenten-Weg-Kurven aller Versuche.

Im direkten Vergleich zeigt sich, dass die Versuchskörper mit den durchgehenden Bewehrungsstäben der Serie P01 die geringsten Traglasten erreichten, siehe Tabelle 29. Mit Lasten von 113.80 kN (P01-01), 114.00 kN (P01-02) und 114.50 kN (P01-03) ergab sich eine mittlere Traglast von 114.1 kN. Die Kurven der Serie P01 sind in der Abbildung 240 innerhalb der Serie und in Abbildung 134 den Versuchen aller Serien gegenübergestellt. Die Verformungen bei Erreichen der Traglast liegen für Serie P01 zwischen 64.4 mm und 70.5 mm. Das Versagen trat für alle drei Körper auf der Tragwerkseite ein. Für die Referenzkonfiguration mit durchgehender Eckbewehrung ergab sich die geringste Laststeigerung zwischen dem Fließbeginn und dem Erreichen der Traglast.

Die Versuchskörper der Serie P02 mit Übergreifungsstoß im Eck erreichten Traglasten von 119.10 kN (P02-01), 122.90 kN (P02-02) und 121.2 kN (P02-03) und erreichen damit eine mittlere Traglast von 121.1 kN. Somit konnte die Traglast gegenüber Serie P01 um

6.1 % gesteigert werden, siehe Tabelle 30. Die Traglasten wurden dabei bei Verformungen zwischen 56.6 mm und 66.4 mm erreicht. Die Kurven der Serie P02 sind in der Abbildung 281 innerhalb der Serie und in Abbildung 134 den Versuchen aller Serien gegenübergestellt. Das Versagen trat für alle drei Versuche auf der Tragwerkseite ein.

Tabelle 29: Maßgebende Ergebnisse für alle Versuche.

Versuch	Nr.	Höchstlast [kN]	Höchstmoment [kNm]	bei Weg [mm]	Steifigkeiten						Versagensseite	
					k ₁ [kN/mm]	k ₂ [kN/mm]	k ₃ [kN/mm]	k ₄ [kN/mm]	Mittel k ₁ [kN/mm]	Mittel k ₂ [kN/mm]		Mittel k ₃ [kN/mm]
P01	1	113.80	141.70	63.40	14.02	2.97	-0.10	-	14.11	3.04	-0.08	TW
	2	114.00	141.90	66.10	14.12	2.89	-0.07	-				TW
	3	114.50	142.60	70.50	14.19	3.25	-0.08	-				TW
P02	1	119.10	148.30	56.60	14.30	3.65	-0.07	-	14.31	3.91	-0.10	TW
	2	122.90	153.10	58.40	14.20	3.95	-0.12	-				TW
	3	121.20	150.90	66.60	14.43	4.12	-0.10	-				TW
P03	1	121.40	151.20	68.40	14.32	2.92	-0.10	-	14.22	3.02	-0.12	WL
	2	120.60	150.20	70.90	14.22	3.06	-0.17	-				TW
	3	118.20	147.20	63.10	14.13	3.09	-0.08	-				TW
P04	1	119.20	148.40	61.30	14.16	3.63	-0.07	-	14.10	3.62	-0.07	TW
	2	119.90	149.30	63.30	14.42	3.63	-0.04	-				TW
	3	121.10	150.80	51.30	13.73	3.61	-0.10	-				WL
P05	1	127.40	158.70	57.20	14.25	3.68	-0.08	-	14.29	3.57	-0.06	WL
	2	126.30	157.40	61.40	14.42	3.57	-0.05	-				WL
	3	123.00	153.30	51.30	14.21	3.46	-0.05	-				WL
P06	1	116.40	145.00	68.30	14.23	2.71	-0.05	-	14.23	2.71	-0.05	WL
P07	1	114.80	143.00	60.30	14.14	3.33	-0.07	2.53	14.14	3.33	-0.07	TW

Auch durch die Ausführung mit Muffenstoß konnte die Traglast gegenüber der Serie P01 gesteigert werden. Mit Traglasten von 121.40 kN (P03-01), 120.60 kN (P03-02) und 118.20 kN (P03-03) ergab sich für Serie P03 eine mittlere Traglast von 120.1 kN. Somit konnte die Traglast gegenüber Serie P01 um 5.3 % gesteigert werden, siehe Tabelle 30. Die Traglasten wurden dabei bei Verformungen zwischen 63.16 mm und 70.9 mm erreicht. Die Kurven der Serie P03 sind in der Abbildung 322 innerhalb der Serie und in Abbildung 134 den Versuchen aller Serien gegenübergestellt. Das Versagen trat für Versuch P03-01 auf der Seite des Widerlagers und für die beiden Versuche P03-02 und P03-03 auf der Tragwerkseite ein.

Die Verlegung des Übergreifungsstoßes direkt in das Rahmeneck in Serie P04 führte zu einer Traglaststeigerung gegenüber der ungestoßenen Variante P01. Die Traglasten betragen 119.20 kN (P04-01), 119.90 kN (P04-02) und 121.10 kN (P04-03) und damit im Mittel 121.1 kN. Somit konnte die Traglast gegenüber Serie P01 um 5.2 % gesteigert werden, siehe Tabelle 30. Die Höchstlasten wurden zwischen 51.3 mm und 63.3 mm Pressenweg erreicht. Die Kurven der Serie P04 sind in der Abbildung 360 innerhalb der Serie und in Abbildung 134 den Versuchen aller Serien gegenübergestellt. Das Versagen trat für die beiden Versuche P04-01 und P04-02 auf der Tragwerkseite und für P04-03 auf der Lagerseite ein.

Durch Veränderung der geraden Betonierfuge zu einer z-Fuge konnte die Traglast für die Serie P05 nochmals gesteigert werden. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass der hochbeanspruchte Eckbereich mit demselben Beton und im selben Guss hergestellt wurde, während der Übergang zwischen den einzelnen Betonierabschnitten bei P04 direkt am Anschnitt des Rahmenecks erfolgte. Mit Traglasten von 127.40 kN (P05-01), 126.30 kN (P05-02) und 123.00 kN (P05-03) ergibt sich für Serie P05 eine mittlere Traglast von 125.6 kN und damit die höchste Traglast aller Serien. Somit konnte die Traglast gegenüber Serie P01 um 10.1 % und gegenüber P04 um 4.7 % gesteigert werden, siehe Tabelle 30. Die Traglasten wurden dabei bei Verformungen zwischen 51.3 mm und 61.4 mm erreicht. Die Kurven der Serie P05 sind in der Abbildung 401 innerhalb der Serie und in Abbildung 134 den Versuchen aller Serien gegenübergestellt. Das Versagen trat für alle drei Versuche auf der Lagerseite und damit im Bereich der z-Fuge ein.

Werden die durchgehenden Stäbe der Biegezugbewehrung aus Serie P01 durch die im

Tabelle 30: Vergleich der Traglasten in Bezug zu Serie P01.

Versuch	Nr.	Höchstlast	Höchstmoment	Mittelwert	Erhöhungsfaktor
		[kN]	[kNm]		
P01	01	113.80	141.70	142.07	1.000
	02	114.00	141.90		
	03	114.50	142.60		
P02	01	119.10	148.30	150.77	1.061
	02	122.90	153.10		
	03	121.20	150.90		
P03	01	121.40	151.20	149.53	1.053
	02	120.60	150.20		
	03	118.20	147.20		
P04	01	119.20	148.40	149.50	1.052
	02	119.90	149.30		
	03	121.10	150.80		
P05	01	127.40	158.70	156.47	1.101
	02	126.30	157.40		
	03	123.00	153.30		
P06	01	116.40	145.00	145.00	1.021
P07	01	114.80	143.00	143.00	1.007

Eck übergriffenen Schlaufen des Versuchskörper P06-01 ersetzt, so kann zwar die Traglast mit 116.4 kN leicht gesteigert werden, das Versagen ändert sich aber vom reinen Biegeversagen zu einer Kombination aus Biegeversagen und Spaltversagen der Rahmenecke. Die Ecke wird dabei völlig zerstört und in einzelne Teile aufgespalten. Die Steigerung der Traglast gegenüber Serie P01 betrug somit 2.1 %, siehe Tabelle 30. Die Höchstlast trat bei einer Verformung von 68.3 mm auf. Die Kraft-Verschiebungs-Kurve ist in Abbildung 134 den Kurven der Versuche aller Serien gegenübergestellt.

Wird die Bewehrung nicht ums Eck geführt, sondern außerhalb des Betonkörpers verankert, bleibt die Traglast mit 114.80 kN gegenüber P01 erhalten. Auch das Versagen ähnelt jenem von Versuchsserie P01. Das Bruchbild ändert sich dahingehend, dass die Rissbildung sehr einseitig auf der Tragwerkseite erfolgt und sich ein Spaltriss im Eck entwickelt. Die Steigerung der Traglast gegenüber Serie P01 betrug 0.7 %, siehe Tabelle 30. Die Höchstlast wurde bei einem Weg von 60.3 mm erreicht. Die Kraft-Verschiebungs-Kurve ist in Abbildung 134 den Kurven der Versuche aller Serien gegenübergestellt. Für diese Konfiguration ergab sich eine ähnlich geringe Laststeigerung zwischen dem Fließbeginn und dem Erreichen der Traglast wie bei der Referenzkonfiguration P01.

Mit den verschiedenen Stoßvarianten der Serien P02 bis P05 konnten durchwegs höhere Traglasten erreicht werden als mit den Referenzkörpern der Serie P01. Dabei erreichten die Versuchskörper mit Übergreifungsstoß im Schenkel (P02), mit Muffenstoß (P03) und mit Übergreifungsstoß im Eck (P04) ähnliche Traglasten. Mit der Ausführung des Stoßes im Eck in Kombination mit der z-Fuge konnte die Traglast gesteigert werden. Die Traglasten der Variante P06 mit Schlaufenstoß und der Variante P07 mit außenliegender Verankerung sind geringfügig höher als die der Referenzvariante P01.

6.4.4.2 Vergleich der Steifigkeiten

In Tabelle 29 werden die Steifigkeiten k_1 bis k_3 bzw. die mittleren Steifigkeiten je Versuchsreihe angegeben. Die Steifigkeiten sind für die Versuche der Serie P01 in Abbildung 248, Abbildung 262 und Abbildung 275 dargestellt. Die Abbildung 289, Abbildung 302 und Abbildung 316 zeigen die Steifigkeiten von Serie P02. Für Serie P03 stellen Abbildung 329, Abbildung 342 und Abbildung 354 die Steifigkeiten dar und für Serie P04 Abbildung 368, Abbildung 381 und Abbildung 395 sowie für Serie P05 Abbildung 408, Abbildung 421 und Abbildung 434. Die Steifigkeiten der Versuche P06-01 und P07-01 werden in Abbildung 448 und Abbildung 461 gezeigt. In Abbildung 135 sind exemplarisch die Versuchskurven mit eingetragenen Steifigkeiten für die Versuche P01-01 und P02-01 dargestellt.

Stellt man die Anfangssteifigkeiten k_1 im Zustand 1 einander gegenüber, so zeigt sich, dass diese für alle Versuche sehr ähnlich waren. Dies ist darin begründet, dass die Versuchskörper geometrisch identisch waren und sich im ungerissenen Zustand noch keine Aktivierung der unterschiedlichen Bewehrungsführungen einstellte.

Bei einem Vergleich der Steifigkeiten im gerissenen Zustand k_2 sieht man, dass die Steifigkeiten für jene Versuche mit denselben Bewehrungsquerschnitten im Versagensbereich jeweils ähnlich ausfallen. So lagen bei der Serie P01 mit den durchgehenden Stäben und bei den Körpern der Serie P03 mit den Muffen jeweils 4 Stäbe d16mm im Versagensbe-

reich. Damit ergaben sich mit 3.04 kN/mm für Serie P01 und 3.02 kN/mm für Serie P03 ähnliche Werte. Für die Versuchsreihe P02 mit dem Übergreifungsstoß im Schenkel und die Versuche der Serien P04 und P05 mit den Stößen direkt im Rahmeneck waren die Steifigkeiten mit 3.91 kN/mm (P02), 3.62 kN/mm (P04) und 3.57 kN/mm (P05) höher als für die Serie P01, siehe Tabelle 29. Der Übergreifungsstoß im Schenkel lieferte dabei die größte Steifigkeit, was auch in Abbildung 134 ersichtlich ist. Die Varianten mit Stoß im Rahmeneck P04 und P05 unterschieden sich nur durch die Ausführung der Arbeitsfuge und so waren auch die Steifigkeiten ähnlich groß. Der Versuch P06-01 mit dem Schlaufenstoß wies mit 2.71 kN/mm die geringste Steifigkeit auf. Dies ist auf die im Vergleich zu den restlichen Stößen schlechtere Verankerung der Stäbe zurückzuführen. Für die Variante mit außenliegender Verankerung in Versuch P07-01 stellte sich die Steifigkeit mit 3.33 kN/mm zwischen jener der durchgehenden Stäbe und den Stoßvarianten P02 bis P05 ein.

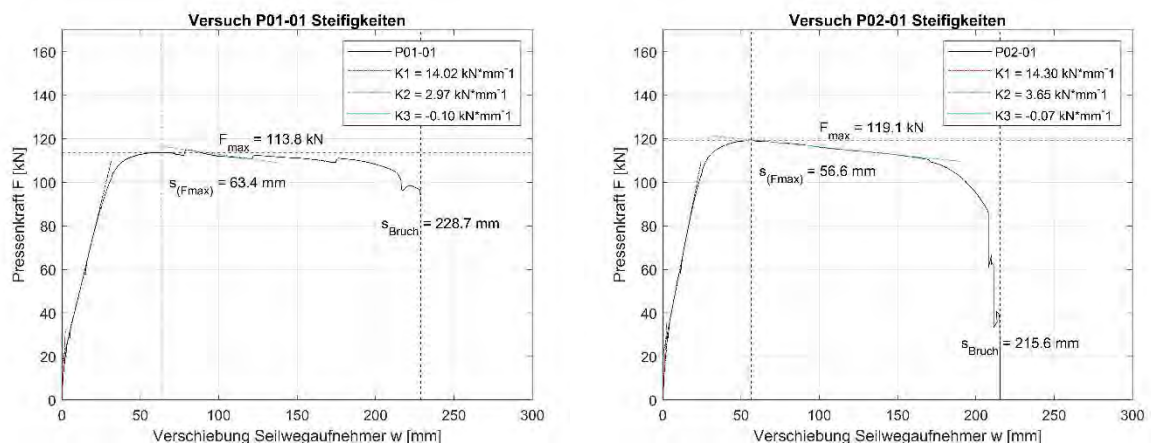


Abbildung 135: Gegenüberstellung der Steifigkeiten für die Versuche P01-01 und P02-01.

Die Steifigkeiten im Nachbruchbereich k_3 waren für alle Versuche ähnlich und sind vor allem vom Versagensmodus abhängig. Dieser stellte sich für alle Versuche als Biegeversagen des Rahmenecks ein. Lediglich bei Versuch P06 trat das Versagen als Kombination von Biegeversagen und Spaltversagen auf. Durch das ähnliche Versagen der verschiedenen Versuchsvarianten variierte die Steifigkeit im Nachbruchbereich nur geringfügig.

6.4.4.3 Vergleich Versagenslast Versuch zu rechnerischer Traglast

Tabelle 31 zeigt einen Vergleich zwischen den Traglasten der Versuche und einer analytischen Traglastermittlung. Grundlage der analytischen Bemessung bilden die Formeln zur Biegebemessung unter Normkraftwirkung aus ÖNORM EN 1992-1-1 [21] und den Erläu-

terungen aus [7]. Die Eingangsparameter der Bemessung wurden entsprechend der geometrischen Vorgaben der Versuchskörper und den Festigkeitstests aus Tabelle 28 gewählt. Da die beiden Schenkel zu unterschiedlichen Zeitpunkten und mit unterschiedlichen Betonchargen hergestellt wurden, ergaben sich verschiedene Druckfestigkeiten für die Tragwerkseite und die Widerlagerseite. In Tabelle 31 sind jene Versuche, die auf der Widerlagerseite versagten, grau hinterlegt. Für sie wurde gemäß Tabelle 28 mit einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm,cyl} = 53.68 \text{ N/mm}^2$ gerechnet. Auf der Tragwerkseite wurde die Festigkeit von $f_{cm,cyl} = 46.25 \text{ N/mm}^2$ herangezogen. Die Nutzhöhen in Tabelle 31 wurden unter Berücksichtigung der Messdaten aus Tabelle 81 ermittelt.

Die äußerste rechte Spalte von Tabelle 31 gibt einen Vergleichsfaktor an, welcher die tatsächlich im Versuch ermittelte Traglast mit jener aus der analytischen Berechnung vergleicht. Der Vergleich zeigt, dass alle Versuche eine höhere Traglast bzw. ein höheres Tragemoment erreichten als die analytischen Lösungen. Der Vergleich zur numerischen Untersuchung erfolgt gesondert im Numerikbericht nach Abschluss von Arbeitspaket 6 – Numerische Untersuchungen.

Tabelle 31: Vergleich zwischen analytischen Berechnungen und Versuchsergebnissen.

Versuch	Nr.	Versuche			analytische Bestimmung				Vergleich
		Höchstlast	Höchstmoment	Versagensseite	$f_{cm,cyl}$	Nutzhöhe	Höchstlast	Höchstmoment	
		[kN]	[kNm]		[N/mm ²]	[mm]	[kN]	[kNm]	[-]
P01	01	113.8	141.7	TW	46.25	25.80	100.1	124.6	1.14
	02	114.0	141.9	TW	46.25	26.02	101.0	125.8	1.13
	03	114.5	142.6	TW	46.25	26.07	101.2	126.0	1.13
P02	01	119.1	148.3	TW	46.25	25.92	100.6	125.3	1.18
	02	122.9	153.1	TW	46.25	26.10	101.3	126.2	1.21
	03	121.2	150.9	TW	46.25	26.05	101.1	125.9	1.20
P03	01	121.4	151.2	WL	53.68	25.92	102.0	127.0	1.19
	02	120.6	150.2	TW	46.25	26.17	101.6	126.6	1.19
	03	118.2	147.2	TW	46.25	26.00	100.9	125.7	1.17
P04	01	119.2	148.4	TW	46.25	25.70	99.7	124.1	1.20
	02	119.9	149.3	TW	46.25	25.80	100.1	124.6	1.20
	03	121.1	150.8	WL	53.68	25.97	102.2	127.2	1.19
P05	01	127.4	158.7	WL	53.68	26.17	103.0	128.3	1.24
	02	126.3	157.4	WL	53.68	25.77	101.3	126.2	1.25
	03	123.0	153.3	WL	53.68	26.10	102.7	127.9	1.20
P06	01	116.4	145.0	WL	53.68	26.12	102.8	128.0	1.13
P07	01	114.8	143.0	TW	46.25	26.15	101.5	126.5	1.13

6.4.4.4 Vergleich der Rissbilder

Die Rissbilder lassen einen Aufschluss darüber zu, wie sich die verschiedenen Versuchskörper im Vergleich zueinander verhalten haben und welche Bruchmechanismen bei den einzelnen Varianten zum Tragen kamen. Ein Vergleich bietet sich vor allem für die beiden Fälle „Höchstlast“ und „nach dem Versuch“ an, welche in den Abschnitten zu den einzelnen Versuchen angegeben sind. Die Grafiken können für die Versuchsserie P01 den

Seiten 265, 270 und 275 sowie für Serie P02 den Seiten 281, 286 und 291 entnommen werden. Auf den Seiten 297, 302 und 306 sind die Rissbilder der Serie P03 und auf den Seiten 312, 317 und 322 jene der Serie P04 angegeben. Für Serie P05 sind die Grafiken auf den Seiten 327, 332 und 337 sowie für Serie P06 auf Seite 342 und für Serie P07 auf Seite 347 angegeben.

In Abbildung 136 bis Abbildung 142 sind die charakteristischen Rissbilder der Versuchsserien dargestellt. Aus jeder Serie wurde das Rissbild exemplarisch für einen Versuch dargestellt.

Für alle Varianten entstanden zuerst Biegerisse entlang der Schenkel. Mit steigender Last entwickelten sich immer mehr dieser Risse. Ab der zweiten Laststufe bildeten sich vermehrt Risse im Bereich des Anschnittes und der Stöße. Diese unterschieden sich für die einzelnen Varianten und sollen im Folgenden verglichen werden. Nach dem Versagen bildeten sich für alle Versuche Delaminationsrisse entlang der Bewehrung der Druckseite des versagenden Schenkels.

Für die Variante mit durchgehender Zugbewehrung in Serie P01 entstanden mehrere zuerst parallele Risse im Bereich des Anschnittes. Diese Risse verteilten sich über einen Bereich von etwa 30 cm um den Anschnitt und entwickelten sich mit steigender Last in Richtung des einspringenden Ecks, in welchem sie sich vereinigten.

Durch die Ausführung eines Übergreifungsstoßes im Schenkel in Serie P02 konzentrierten sich die Risse an den Stoßenden und am Anschnitt. Die Bildung der maßgebenden Risse war auf einen deutlich schmaleren Bereich um den Anschnitt begrenzt als bei P01. Auch diese Risse wuchsen in Richtung des einspringenden Ecks und vereinigen sich dort. Die Variante mit Muffenstoß in Serie P03 entsprach im weitesten Sinne jener in Serie P01. Die massiven Muffen sorgten jedoch im Muffenstoß für eine lokal sehr hohe Steifigkeit der Bewehrung. Dadurch entstand ab der zweiten Laststufe ein sehr konzentriertes Rissbild mit einem maßgebenden Riss, der von der Muffe zum einspringenden Eck verlief. Auch bei Serie P04 konzentrieren sich die Dehnungen mit fortschreitender Laststeigerung auf wenige markante Risse. In dieser Variante mit Stoß im Rahmeneck entstanden vom Stoßende ausgehend Risse, welche sich zum einspringenden Eck hin entwickelten.

Serie P05 unterschied sich von P04 nur durch die Ausführung der z-Fuge. Das Rissbild ähnelte dabei jenem von Serie P04. Im Bereich der z-Fuge entstanden zusätzliche Risse, welche sich mit dem schräg vom Stoßende zum einspringenden Eck anwachsenden Riss vereinigten.

Für die Ausführung der Eckbewehrung mit Schlaufenstoß in Versuch P06-01 verlief die Rissentwicklung zuerst ähnlich zu Serie P01. Mit steigender Last entstanden jedoch zunehmend Spaltrisse entlang der Außenseiten der Schenkel. Schließlich kam es zum Aufspalten des Ecks.

Bei der außenliegenden Verankerung von Versuch P07-01 fiel die Rissbildung sehr einseitig aus. Auf der Lagerseite bildeten sich deutlich weniger Risse aus als auf der Tragwerkseite. Auf der Tragwerkseite konzentrieren sich die Risse im Bereich des Anschlittes. Direkt im Eck bildeten sich einige Risse von den Ankerplatten zur einspringenden Ecke aus.

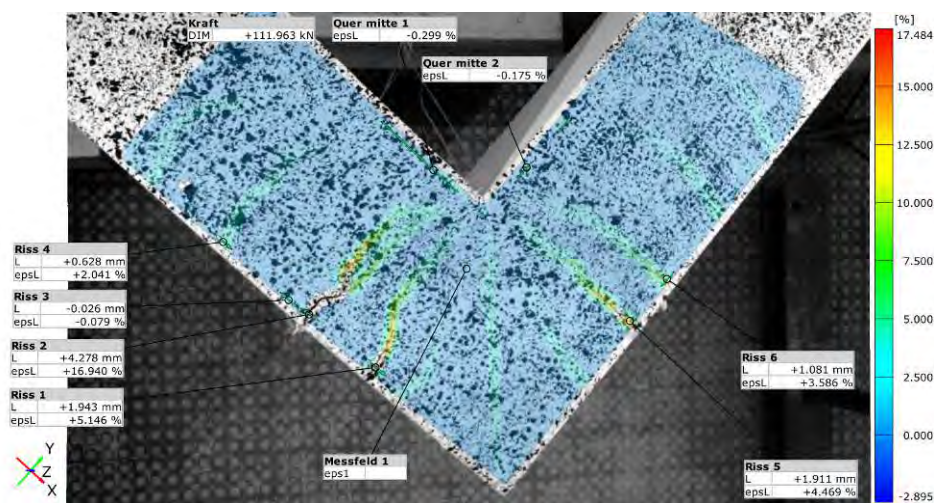


Abbildung 136: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P01-02 bei Höchstlast.

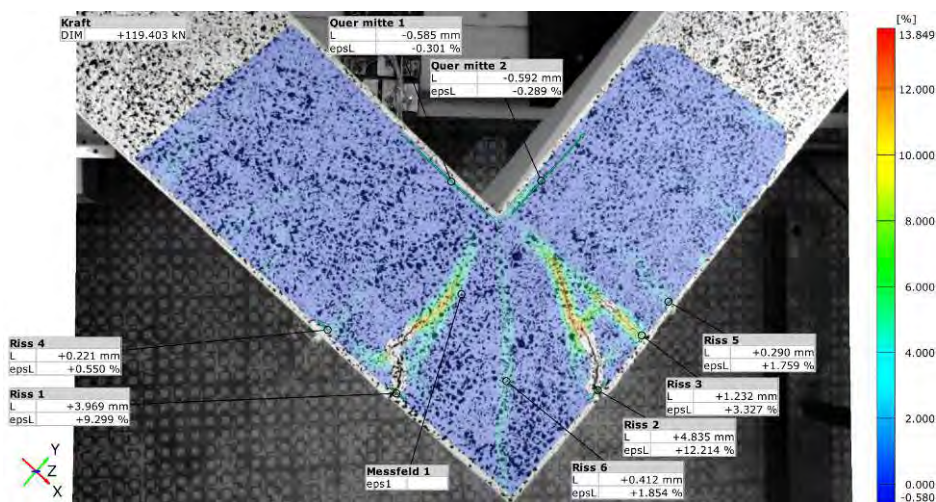


Abbildung 137: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P02-03 bei Höchstlast.

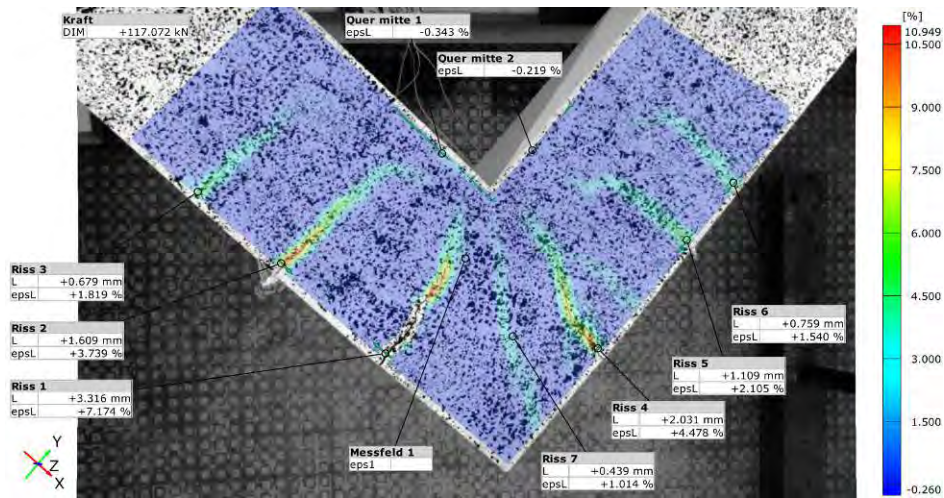


Abbildung 138: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P03-03 bei Höchstlast.

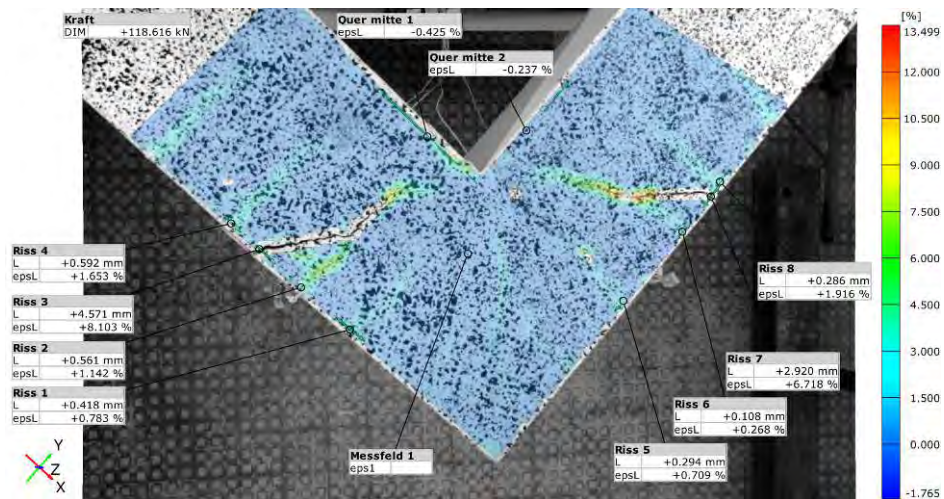


Abbildung 139: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P04-02 bei Höchstlast.

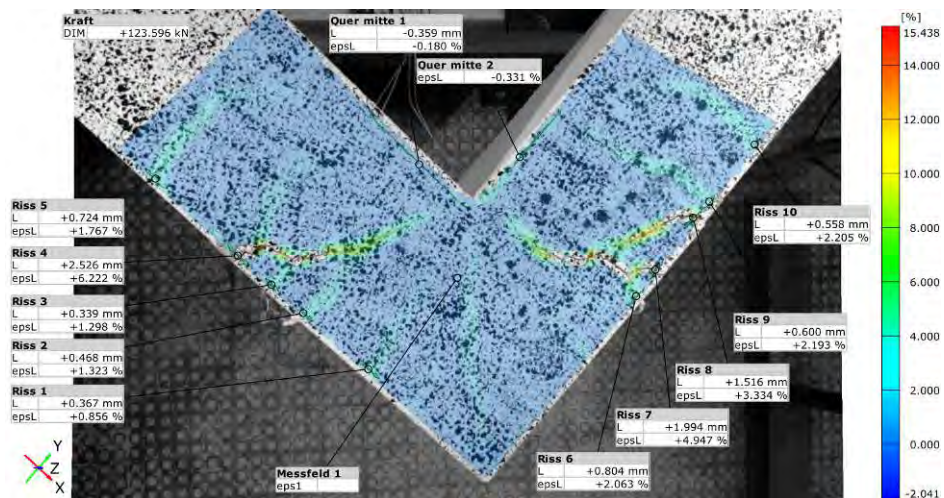


Abbildung 140: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P05-02 bei Höchstlast.

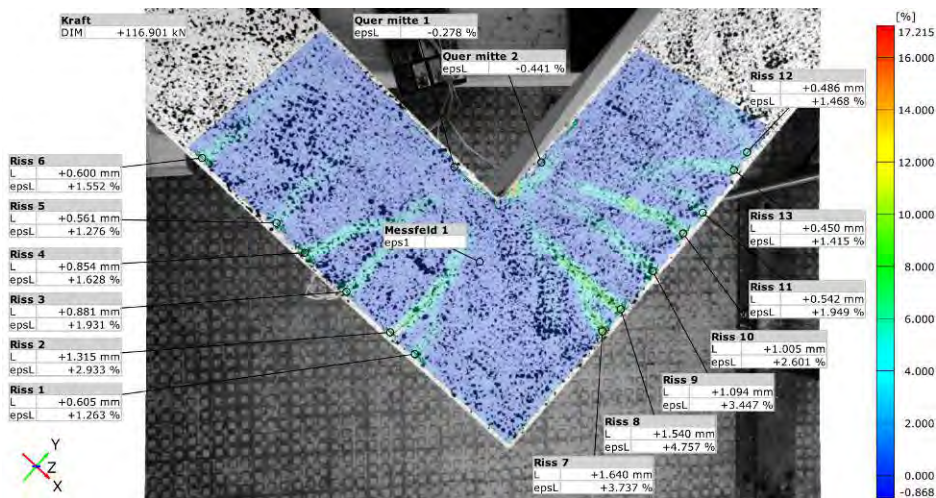


Abbildung 141: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P06-01 bei Höchstlast.

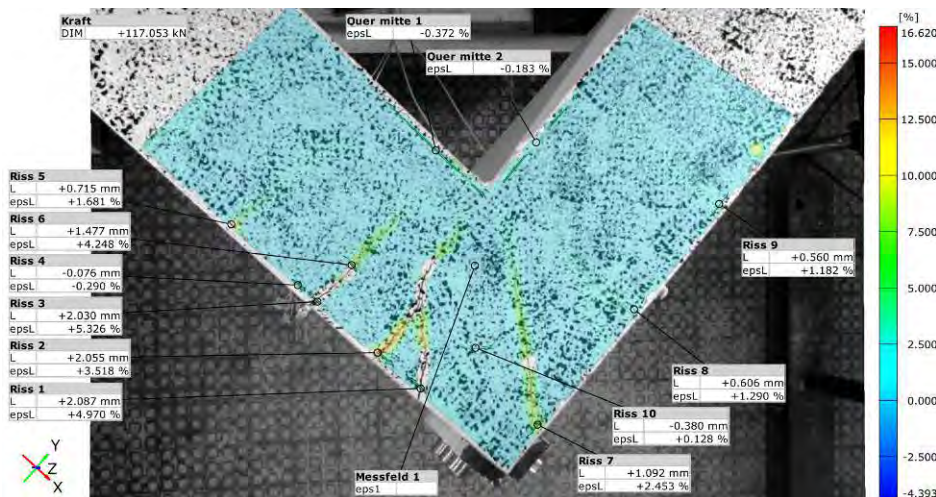


Abbildung 142: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P07-01 bei Höchstlast.

6.5 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den Laborversuchen

Die Versuche an Rahmenecken haben gezeigt, dass mit allen im Arbeitspaket 3 ausgetesteten Varianten annähernd gleiche Traglasten erzielt werden konnten. Keine der Stoßvarianten lieferte eine geringere Traglast als die Referenzkonfiguration. Somit konnte gezeigt werden, dass die untersuchten Varianten hinsichtlich ihrer Traglast für die Praxis als gleichwertig einzustufen sind. Im Folgenden werden die wichtigsten Erkenntnisse zusammengefasst:

- Für die Referenzkonfiguration mit durchgehender Eckbewehrung (P01) und die außenliegende Verankerung (P07) ergaben sich die geringsten Laststeigerung zwischen dem Fließbeginn und dem Erreichen der Traglast.

- Durch die Ausführung eines Übergreifungsstoßes im Schenkel (P02) konnte in den Versuchen die höchste Steifigkeit erreicht werden. Die Traglast stieg gegenüber der Referenzkonfiguration P01 an.
- Bei Verwendung eines Muffenstoßes im hoch belasteten Anschnittbereich des Rahmenecks entstanden wenige, dafür aber größere Risse im Bereich des Muffenstoßes. Gleichzeitig war im Vergleich zu den restlichen Konfigurationen die Verschiebungen bis zum Versagen am geringsten. Die Steifigkeit stellte sich ähnlich ein wie bei der Referenzkonfiguration P01.
- Durch den Einsatz eines Übergreifungsstoßes direkt im Eck konnte die Traglast gegenüber der Referenzkonfiguration ebenfalls gesteigert werden. Die Risse konzentrierten sich hier vor allem auf den Endbereich des Stoßes. Der Einsatz einer z-Fuge hatte keine negativen Auswirkungen auf die Traglast des Rahmenecks. Durch den Ersatz der ebenen Betonierfuge durch eine z-förmige Betonierfuge konnte die Traglast sogar weiter gesteigert werden. Es wird angenommen, dass dieser Effekt durch eine gleichmäßigere Spannungumlagerung in Folge des Betonrucksacks bewirkt wurde, da der Beton der Tragwerkseite um das Eck lief und nicht direkt im höchst belasteten Bereich endete. Die z-Fuge bewirkte im Nachbruchbereich jedoch, dass die Verschiebungen bis zum endgültigen Versagen kürzer als bei der Variante mit ebener Fuge P04 waren. Das Versagen erfolgte für alle drei Versuche mit z-Fuge auf der Lagerseite. Als Vorschlag für die Planung und Ausführung einer z-Fuge im Rahmeneck einer integralen Brücke ist in Anhang G ein Regelplan dargestellt.
- Der Stoß der Eckbewehrung in Form von Schlaufen führte zur geringsten Steifigkeit. Die Traglast konnte gegenüber der Referenzlast geringfügig gesteigert werden. Die vergleichsweise schlechte Verankerung der Bewehrung im Eckbereich führte jedoch dazu, dass das Versagen von massiver Spaltrissbildung auf der Außenseite der Schenkel und dem Aufspalten des Rahmenecks begleitet war.
- Die außenliegende Verankerung lieferte annähernd dieselbe Traglast wie die Referenzkonfiguration P01. Die Spannungen konnten sehr gut um die Rahmenecke umgelenkt werden und es kam im Vergleich zu P01 zu keiner negativen Beeinflussung von Traglast oder Verformungsvermögen. Als nachteilig kann bei dieser Variante angesehen werden, dass die Sicherstellung von ausreichendem Korrosionsschutz deutlich aufwändiger ist als bei den Varianten mit innenliegender Bewehrung und Verankerung.
- Die Rissbilder der Referenzvariante P01 sowie der Varianten mit Schlaufe P06 und außenliegender Verankerung P07 zeigten eine sehr gleichmäßige Verteilung der Risse im Bereich des Ecks und der Schenkel. Bei den Varianten Übergreifungs- oder Muffenstoß war die Rissbildung deutlich konzentrierter auf die Stoßenden bzw. den Nahbereich der Muffe begrenzt. Es entstanden wenige maßgebende Risse, in denen sich die Dehnung konzentrierte.

7 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

Aufbauend auf den Erkenntnissen der Laborversuche wurden ausgewählte Versuche numerisch nachgerechnet.

Die vorliegenden Untersuchungen wurden mit dem Programmsystem ATENA der Firma Červenka Consulting durchgeführt. Es wurden ATENA GID in Version 13.0.2 und ATENA Studio v5 verwendet. Die für dieses Programmsystem geltenden Grundlagen werden in [46], [47] und [48] beschrieben. Die Basis der Betrachtungen des Betonverhaltens bildet das Materialmodell SBETA.

7.1 Grundlagen für die numerische Untersuchung

Die Geometrie der Versuchskörper wurde gemäß den Beschreibungen in Abschnitt 6.4.1 gewählt.

Die Geometrie der Bewehrung wurde entsprechend Abschnitt 6.4.2 eingegeben.

Für die Definition des Betons wurden die Ergebnisse der Prüfungen aus Abschnitt 6.4.3.2 verwendet.

Der Bewehrungsstahl wurde auf Basis der Erkenntnisse der Stahlzugprüfung aus Abschnitt 6.4.3.3 beschrieben. Verglichen mit einem Bewehrungsstahl nach Norm ist die ermittelte Zugfestigkeit der Stahlzugversuche relativ hoch. Im Verlauf der Untersuchungen am numerischen Grundmodell hat sich gezeigt, dass ein solch hoher Wert der Zugfestigkeit zu unrealistisch hohen Versagenslasten führt, siehe [49]. Im weiteren Verlauf der numerischen Untersuchungen wurde daher ein Bewehrungsstahl B550B mit Eigenschaften laut Euro Code 2 [21] zur Modellierung herangezogen.

7.2 Modell mit durchgehender Biegezugbewehrung (Grundmodell – Variante P01)

7.2.1 Vernetzung der Rahmenecken

Die Netzgröße und das gewählte Element können Einfluss auf die Steifigkeit und die ermittelte Traglast ausüben. Gemäß den Empfehlungen in [46], [47] und [48] wurden die Schenkel der Rahmenecken mit Hexaeder-Elementen vernetzt. Die Elemente wiesen eine Seitenlänge von 5 cm auf. Damit wurden jeweils 6 Elemente über die Höhe und in der Breite des Querschnittes angeordnet. Als Element wurde ein 8-knotiges, isoparametrisches, gaussintegriertes Element mit linearem Verschiebungsansatz vom Typ CCIsoBrick

gewählt. In Abbildung 143 ist das fertige Finite Elemente Netz der Rahmenecke dargestellt.

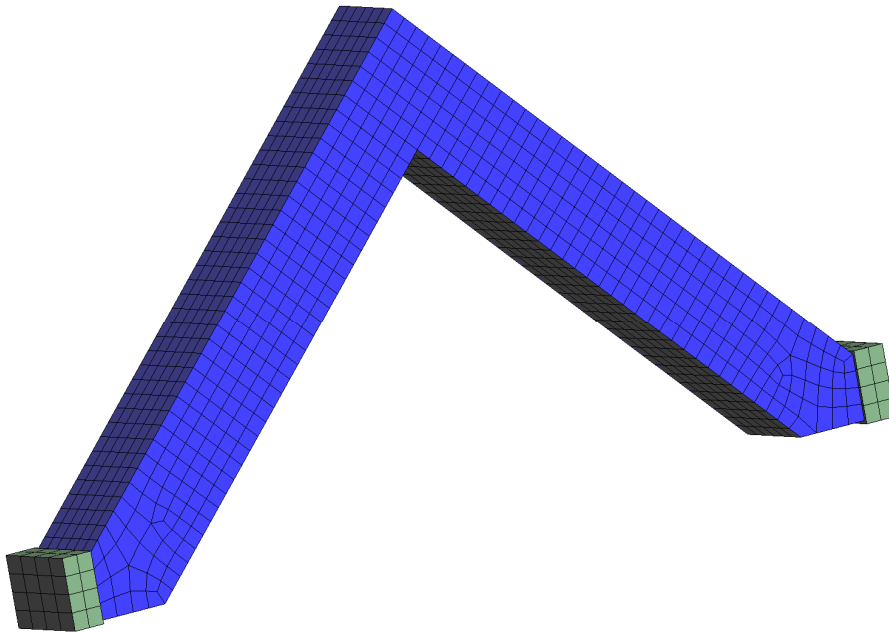


Abbildung 143: Finite Elemente Netz in ATENA.

7.2.2 Materialmodell für den Beton

Das Materialmodell SBETA kann die spezifischen Eigenschaften von Beton darstellen, siehe [46], [50] und [51]. Es beruht auf dem Konzept der verschmierten Risse und der Schadensanalyse. Befindet sich Beton im ungerissenen Zustand (Zustand I), so wird er als isotrop betrachtet. Gerissener Beton wird hingegen als orthotrop angesehen. Es werden folgende Einflüsse berücksichtigt:

- das nicht-lineare Verhalten des Betons unter Druckbelastung
 - die sich unter Zugbelastung einstellende Rissbildung
 - die Verwendung eines Versagenskriteriums für biaxiale Beanspruchung
 - die Reduktion der Druckfestigkeit in Folge der Bildung von Rissen
 - die Berücksichtigung von Tension-Stiffening-Effekten
 - die Reduktion der Schubsteifigkeit in Folge von Rissbildung
-
- Die Rissbildung kann über das Modell mit fixierter oder rotierender Rissebene berücksichtigt werden. Im vorliegenden Fall wurde das Modell mit rotierender Rissebene gewählt. In Abbildung 144 sind die Materialzuweisungen für das numerische Modell dargestellt. Daraus sind die beiden unterschiedlichen Betone gemäß Tabelle 28 ersichtlich. In gelb ist der Beton der Tragwerkseite und in blau jener der Lagerseite dargestellt. Das numerische Modell des Rahmenecks wurde aus fünf

Teilvolumen aufgebaut. Ein Teilvolumen repräsentiert den Eckbereich und jeweils zwei die beiden Schenkel und die Lasteinleitungsbereiche. Diese Unterteilungen wurden gewählt, um das Modell mit Hexaederelementen vernetzen zu können, siehe Abbildung 143. Durch die Trennung der Volumen von Eck und Schenkeln können die beiden unterschiedlichen Betonchargen zugewiesen werden. Die Arbeitsfuge ist im Modell durch die Grenze zwischen den beiden Betonfestigkeitsklassen erfasst. Eine detaillierte Modellierung der Fugen würde die genaue Kenntnis der Verbundwerte voraussetzen und könnte über ein Interface-Material realisiert werden. Dadurch würde jedoch der Rechenaufwand drastisch steigen. Zudem konnte die Fuge durch die Versuche im Labor nicht als Schwachstelle identifiziert werden. Eine genauere Betrachtung der Fuge wird daher im Grundmodell nicht durchgeführt.

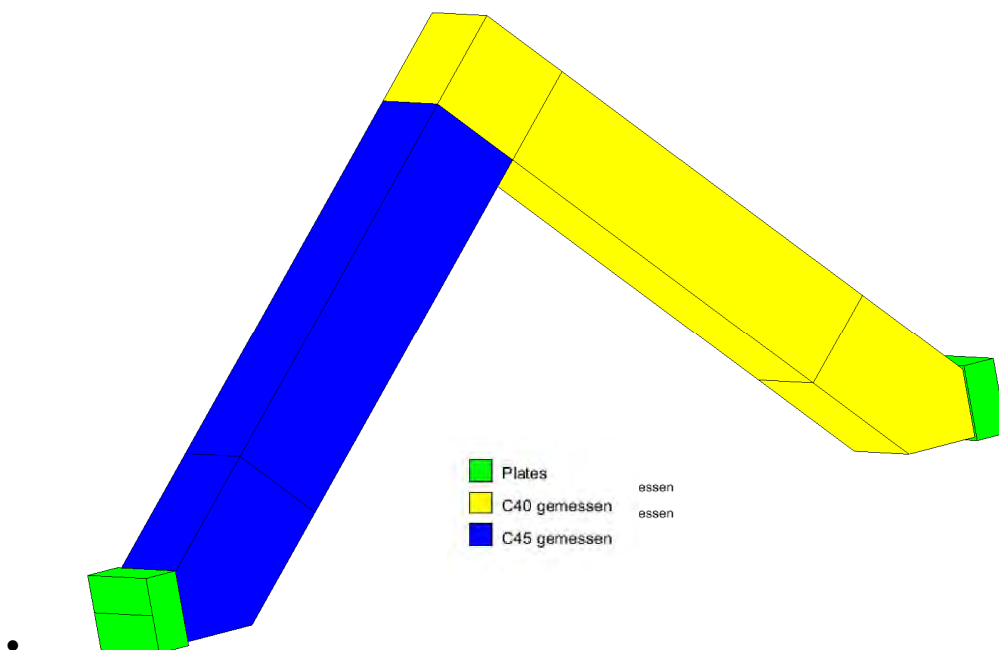


Abbildung 144: Materialzuweisung im numerischen Modell.

7.2.3 Materialmodell für die Lastverteilplatten

Die Lagerschuhe wurden im vorliegenden Modell über Lastverteilplatten berücksichtigt. Diese sind unverschieblich mit dem Betonkörper verbunden. Die Platten wurden mit linear-elastischem Materialverhalten modelliert und in derselben Netzgröße vernetzt wie das Rahmeneck, siehe Abbildung 143.

7.2.4 Modellierung der Bewehrung

Die Bewehrung wurde mit Truss-Elementen erzeugt. Diese sind isoparametrisch und zeichnen sich durch folgende maßgebende Eigenschaften aus:

- die Truss-Elemente weisen nur axiale Steifigkeit auf
- es können nur Kräfte entlang der Achse übertragen werden
- es können weder Schub noch Biegung übertragen werden
- die Verformung findet entlang der Achse statt
- eine Last kann nur an den Endpunkten aufgebracht werden

Ein Truss-Element ist vollständig im Beton eingebettet und über seine gesamte Länge mit dem umgebenden Beton verbunden. Abbildung 145 zeigt das in ATENA erstellte Bewehrungsnetz. Es wurden alle Bewehrungselemente aus Abbildung 106 modelliert. Die Verbindung zwischen Bewehrungsstahl und Beton wurde mit Zulassung eines Bewehrungsschlupfes modelliert. In ATENA ist dafür das Schlupfmodell nach Model Code 90 [52] implementiert. Die Verbindung kann dabei nur begrenzt Spannung übertragen, bevor der Schlupf eintritt. Der Eintritt des Schlupfes wird über die Überschreitung einer Kohäsionsspannung definiert.

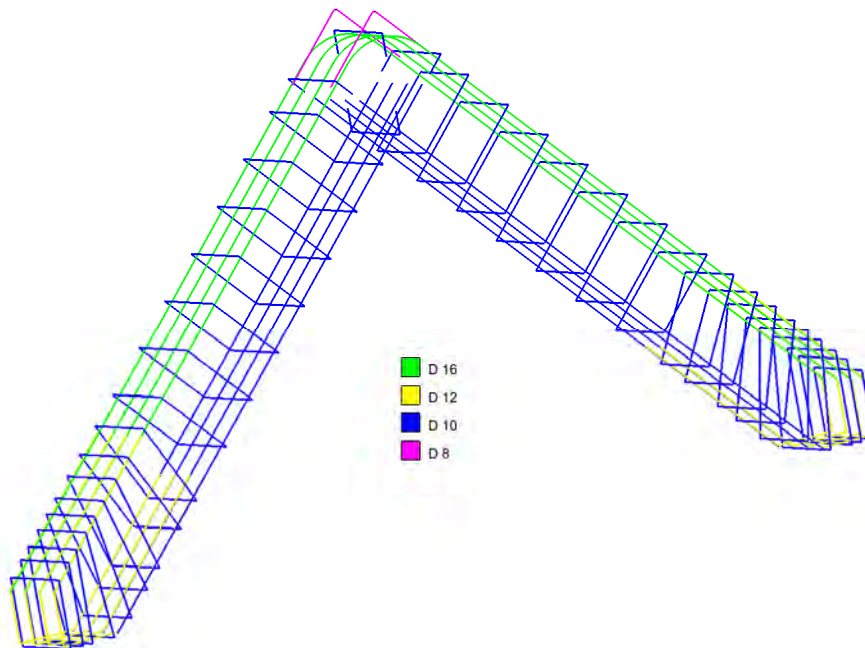


Abbildung 145: Bewehrungsnetz und Stabdurchmesser in ATENA.

7.2.5 Lagerungsbedingungen

Die Lagerungsbedingungen des Modells wurden gemäß der im realen Versuchsstand aus Abbildung 77 auftretenden Lagerung modelliert. Die Lastverteilplatten wurden in den Mittelpunkten ihrer Außenflächen punktuell gelagert. Auf der Lagerseite befand sich im

Versuchsaufbau die unverschiebliche Lagerung. Daher wurde auch im Modell die Verschiebung in alle drei Achsenrichtungen gesperrt. Die Lasteinleitung erfolgte im Versuch auf der Tragwerkseite. Hier wurde im Modell die Verschiebung in x- und z-Richtung gesperrt und in y-Richtung, also entlang der Pressenachse, zugelassen. Die Lagerungsbedingungen sind in Abbildung 146 dargestellt. Wie im Versuchsaufbau kann sich auch das numerische Modell um die z-Achse, also entlang der Achse der vertikalen Haltebolzen, verdrehen, siehe Abbildung 147. Um ein Kippen um die y-Achse, also entlang der Pressenachse, zu verhindern, wurde das Modell, wie in Abbildung 148 links dargestellt, im Eckbereich vertikal gehalten. Im Laborversuch wurde diese Lagerung mit einem Holzbock realisiert, welcher den Versuchskörper trug. In der rechten Darstellung von Abbildung 148 ist der Lasteinleitungsbereich dargestellt. Hier wird im Modell eine Verschiebung in y-Richtung eingepreßt. In jedem Step wird dabei eine Verschiebung von 1 mm aufgebracht. Der Volumenkörper des Rahmenecks und die Lastverteilplatten sind über eine fixe Lagerung (fixed contact for surface) miteinander gekoppelt.

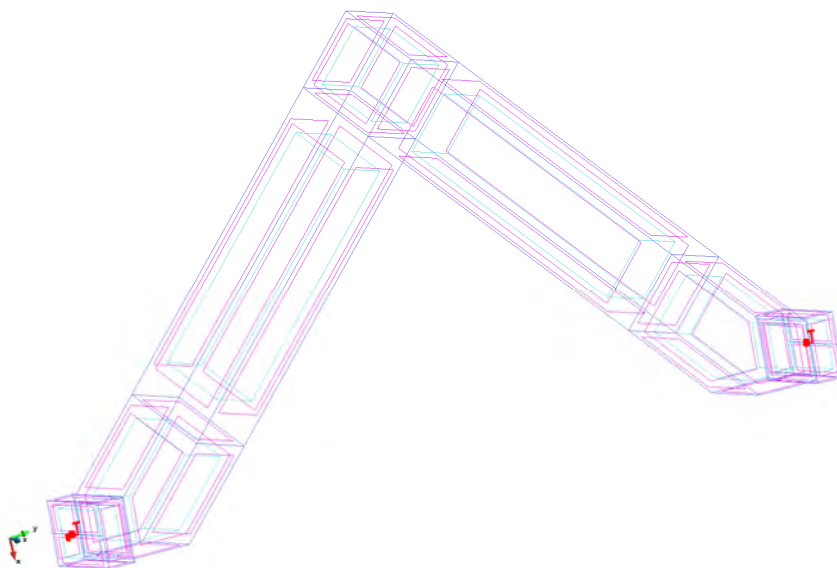


Abbildung 146: Lagerung an den Lastverteilplatten.

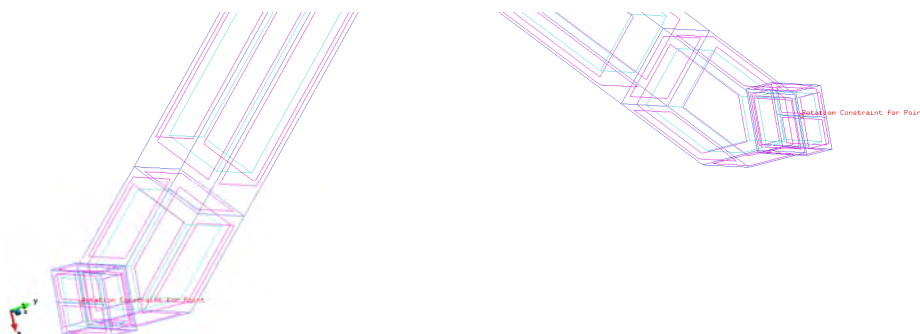


Abbildung 147: Rotationsmöglichkeiten an den Lastverteilplatten.

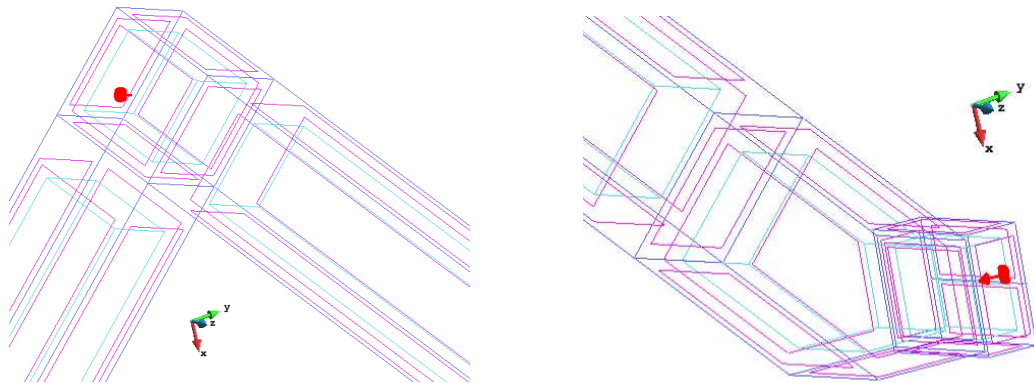


Abbildung 148: Vertikale Lagerung des Rahmenecks (links) und Eingeprägte Verschiebung (rechts).

7.2.6 Verwendete Parameter für Beton und Bewehrungsstahl

Zur Ermittlung der Parameter der jeweiligen Betone des numerischen Modells wurden die im Labor gemessenen Daten gemäß Tabelle 28 herangezogen. Als Grundlage zur Ermittlung der einzelnen Materialparameter wurden die gemessenen Zylinderdruckfestigkeiten $f_{cm,zyl}$ verwendet. Aus diesen kann für das konstitutive Modell mit Gleichung 1 die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} ermittelt werden. Über Gleichung 2 wird die Zugfestigkeit f_{ctm} und über Gleichung 3 die Bruchenergie G_f ermittelt. Die maßgebenden verwendeten Werte für die Betone der Lagerseite und der Tragwerkseite sind in Tabelle 32 aufgelistet.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad \text{in (MPa) aus [52], Tabelle 3.1} \quad (1)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \quad \leq C50/60 \text{ aus [52], Tabelle 3.1} \quad (2)$$

$$G_f = 0,000025 \cdot f_{ctm} \quad \text{aus [5], Abschnitt 2.1.13} \quad (3)$$

Tabelle 32: Betoneigenschaften für die numerischen Untersuchungen.

Lagerseite			
$f_{cm,cyl}$	f_{ctm}	E_{cm}	G_f
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/m]
53.68	3.83	38000	95.7

Tragwerkseite			
$f_{cm,cyl}$	f_{ctm}	E_{cm}	G_f
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/m]
46.25	3.41	35200	85.1

Der Stahl wurde mit einer multilinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung modelliert. Die dazu verwendeten Werte sind in Tabelle 33 aufgelistet. Als Material wurde ein Betonstahl B550B verwendet. Die Grundlage für den eingegebenen Stahl bildet ein Bewehrungsstahl

B550B mit Eigenschaften laut Eurocode2 [21]. Die Spannungs-Dehnung-Beziehung wurde im Fließbereich ausgerundet, um das Verhalten im Labor anzunähern. Die eingegebene Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist in Tabelle 33 und Abbildung 149 dargestellt. In Abbildung 149 sind die Ausrundung im Fließbereich und der Abfall der Kurve nach Erreichen der Streckgrenze ersichtlich. Der Stahl wurde mit einem E-Modul von 200000 N/mm² eingegeben.

Tabelle 33: Stahleigenschaften für die numerischen Untersuchungen.

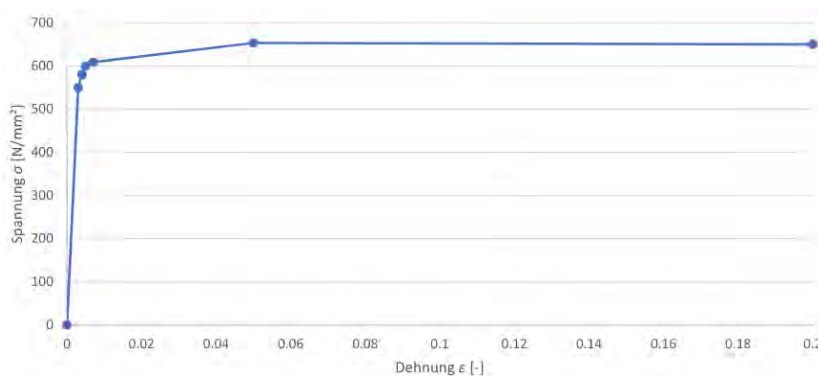
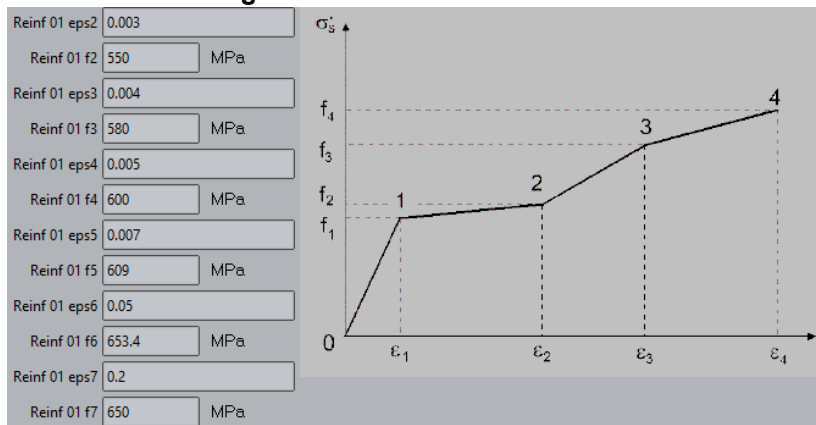


Abbildung 149: Spannungs-Dehnung-Beziehung des modellierten Betonstahls.

7.3 Prognosen mit dem Grundmodell – Versuche P01

In Abbildung 150 sind die Last-Verschiebungs-Kurven aus dem Labor jenen aus der numerischen Simulation für die Versuchsserie P01 gegenübergestellt. Mit einer Traglast von 120.7 kN überschätzt die Simulation die mittlere Traglast der Laborversuche von 114.1 kN um 5.8 %. Der Übergang in den gerissenen Zustand erfolgt im numerischen Modell bei einer geringfügig höheren Last als in den Laborversuchen und die Steifigkeit wird leicht überschätzt. Die erreichbare Gesamtverformung bis zum Abreißen der Bewehrung wird gut prognostiziert und trifft mit der Verformung von Versuch P01-03 annähernd überein.

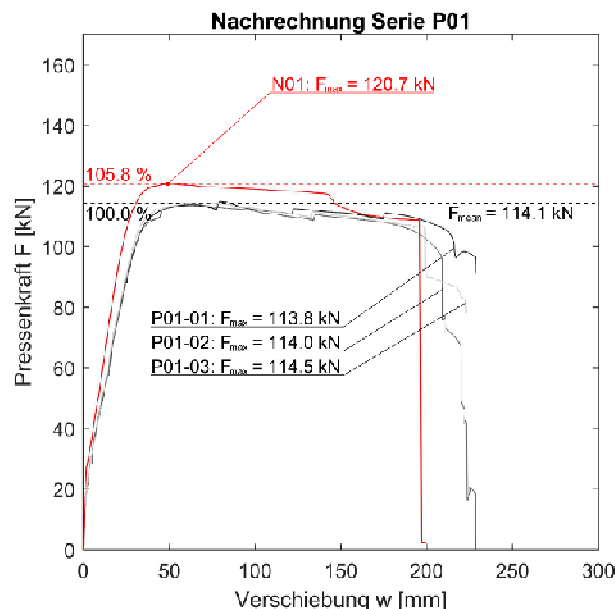


Abbildung 150: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit den Versuchskurven von Serie P01.

Abbildung 151 zeigt eine Ansicht des numerischen Modells bei Erreichen der Höchstlast. Das Verhalten des simulierten Versuchskörpers beschreibt das im Labor beobachtete Verhalten sehr gut. Das Versagen tritt als sekundäres Biegedruckversagen auf, welches sich auf der Tragwerkseite (im Bild rechts) ausbildet. Anhand von Versuchskörper P01-01 zeigt Abbildung 152, dass das Rissbild in der Simulation sehr gut mit jenem aus dem Laborversuch übereinstimmt. Die Biegerisse entlang der Schenkel werden ebenso prognostiziert wie die versagensbestimmenden Risse an den Anschnitten. Die errechneten Rissweiten bei Höchstlast sind dabei mit jenen aus dem Labor vergleichbar. So erreichten die maßgebenden Risse im Labor Werte zwischen 1.423 mm und 1.699 mm (Riss 1 und 2 in der oberen Darstellung von Abbildung 152), während in der Simulation Rissweiten von bis zu 1.4 mm erreicht werden. Die Werte werden hier für das Höchstlastniveau vergli-

chen. Wie im Labor bilden sich auch in der Simulation Risse auf der Lagerseite aus. Diese konzentrieren sich im Anschnittsbereich bzw. im Bereich der Arbeitsfuge.

Betrachtet man die Druckzone näher, so zeigt sich bei Höchstlast das in Abbildung 153 dargestellte Verhalten. Es bilden sich Risse entlang der Druckseite des Rahmenecks aus. Die Spannungen liegen bei Höchstlast im Bereich der gemessenen Druckfestigkeiten aus Tabelle 28. Der mehrachsige Spannungszustand erlaubt es Spannungswerte zu erreichen, die die gemessene einachsige Druckfestigkeit überschreiten. Abbildung 154 bis Abbildung 157 zeigen die Druckzonen der Versuchskörper P01-01 und P01-02 jeweils bei Beginn des Druckzonenversagens und bei Versuchsende. Das Verhalten in der Simulation ähnelt dabei deutlich jenem der Laborversuche.

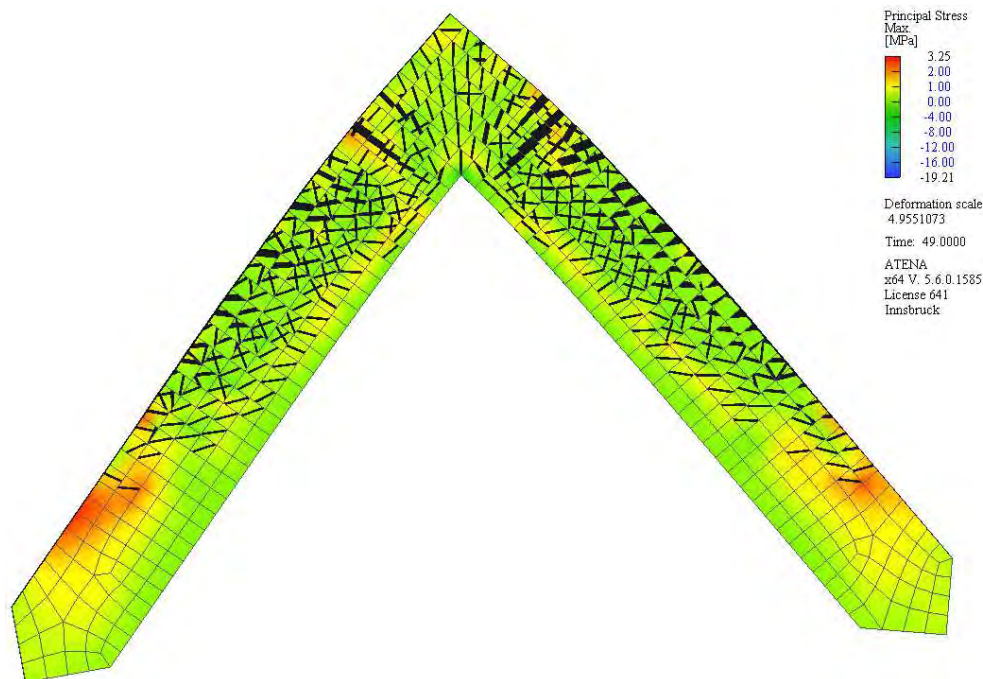


Abbildung 151: Spannungsverteilung in der Simulation N01 von Rahmeneck P01 bei Höchstlast.

Die Biegezugbewehrung kam in den Laborversuchen ins Fließen, als eine Last von etwa 100 kN erreicht war. Dasselbe Verhalten zeigt die rote Kurve in Abbildung 150. Bei Höchstlast befindet sich die Bewehrung des numerisch simulierten Versuchskörpers beidseitig des Rahmenecks im Fließen. Zuerst wird der Fließzustand auf der Tragwerkseite erreicht. Abbildung 158 zeigt die Spannungsverteilung in der Bewehrung bei Erreichen der Höchstlast. Analog dazu entwickeln sich die Dehnungen in der Bewehrung, wie Abbildung 159 zeigt. Die Dehnungen konzentrieren sich dabei vor allem in den großen Biegerissen. Bei Höchstlast erreichen die Dehnungen in der Simulation Werte von bis zu 21 %. Exemplarisch sind die gemessenen Dehnungen von Versuch P01-01 in Abbildung 160

dargestellt. Für diesen Versuch wurden bei Höchstlast Dehnungen von etwa 23 % erfasst. Die simulierten Ergebnisse korrespondieren damit mit jenen aus den Laborversuchen.

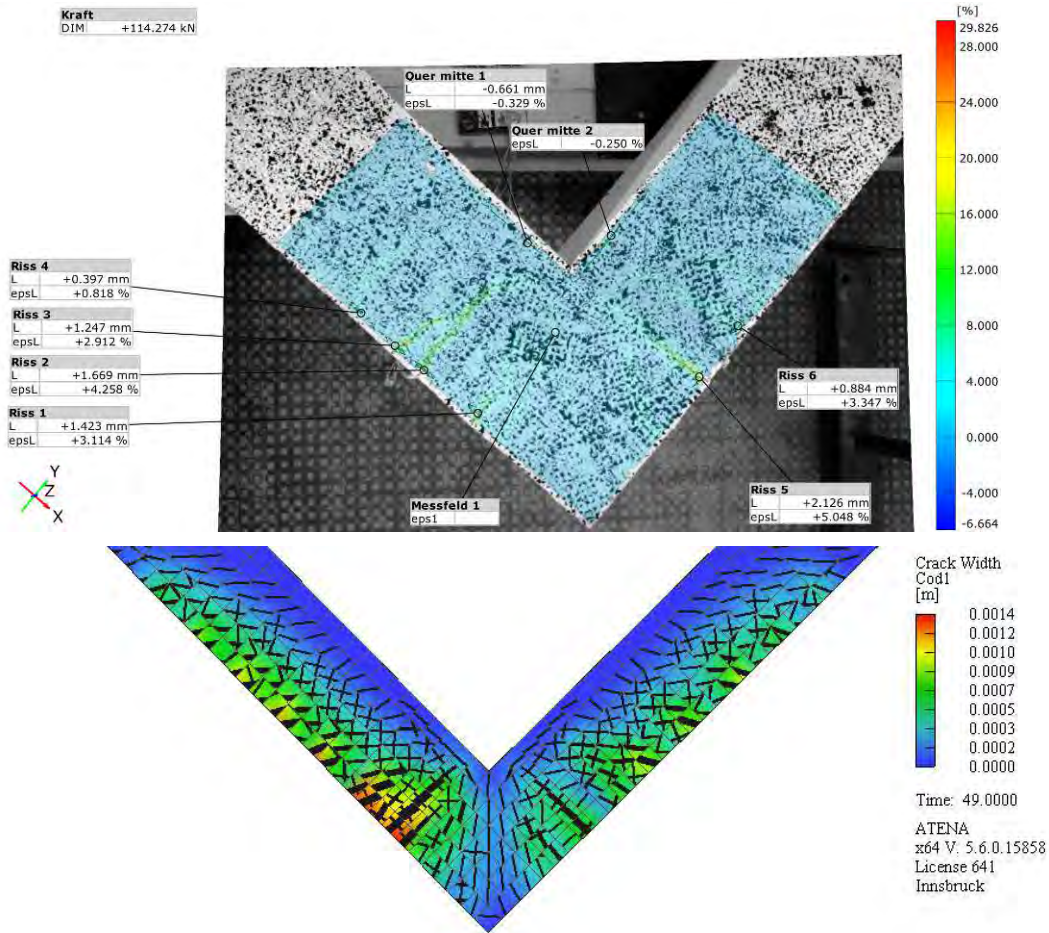


Abbildung 152: P01-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N01.

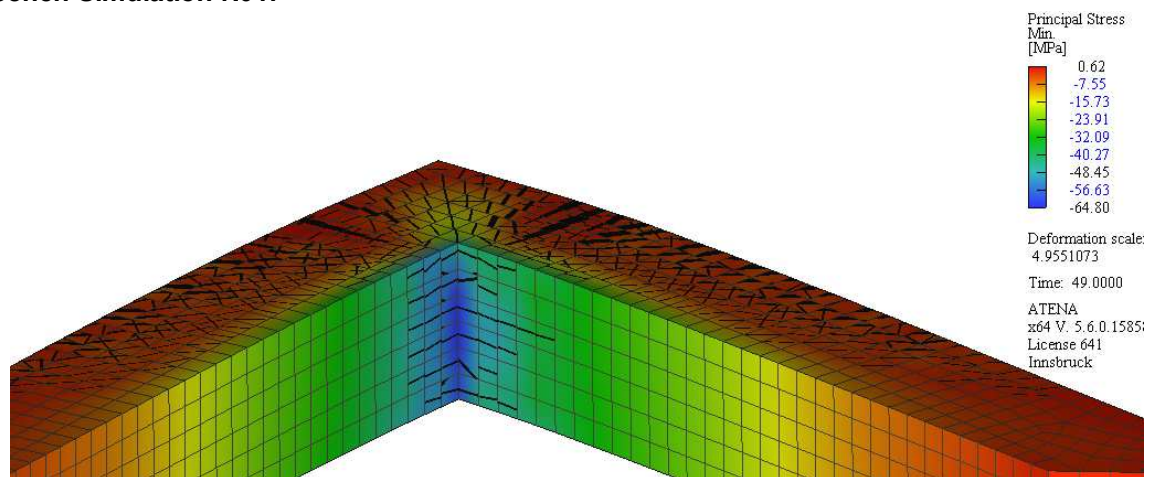


Abbildung 153: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N01 von Rahmeneck P01 bei Höchstlast.



Abbildung 154: P01-01 Beginnendes Druckzonenversagen.



Abbildung 155: P01-01 Druckzone nach dem Versagen.



Abbildung 156: P01-02 Beginnendes Druckzonenversagen.



Abbildung 157: P01-02 Druckzone nach dem Versagen.

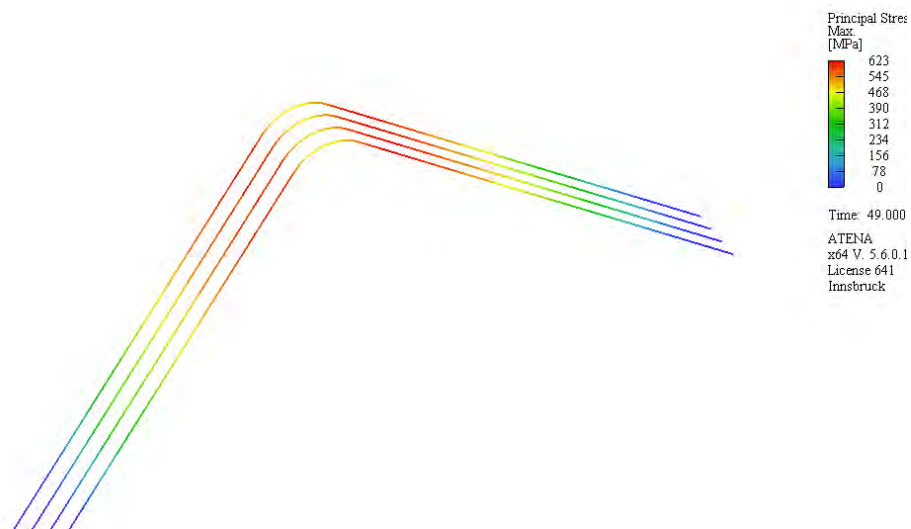


Abbildung 158: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N01 von Rahmeneck P01 bei Höchstlast.

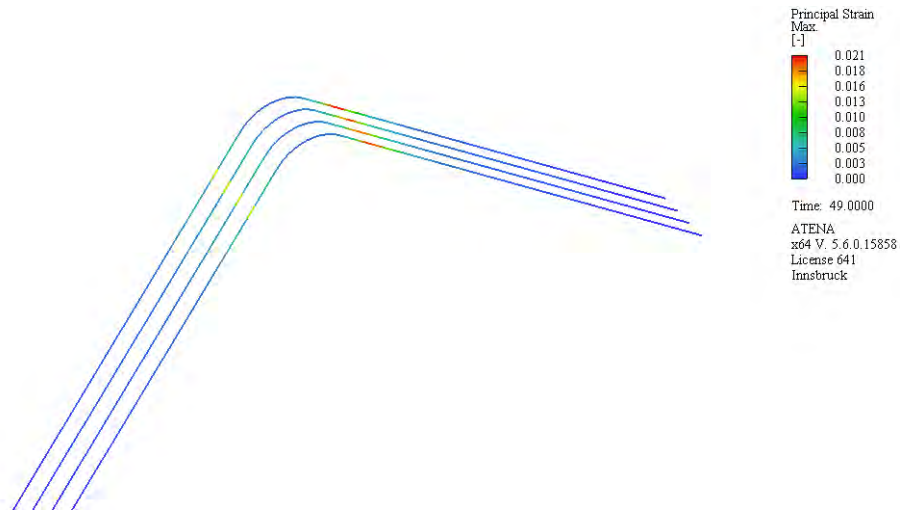


Abbildung 159: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N01 von Rahmeneck P01 bei Höchstlast.

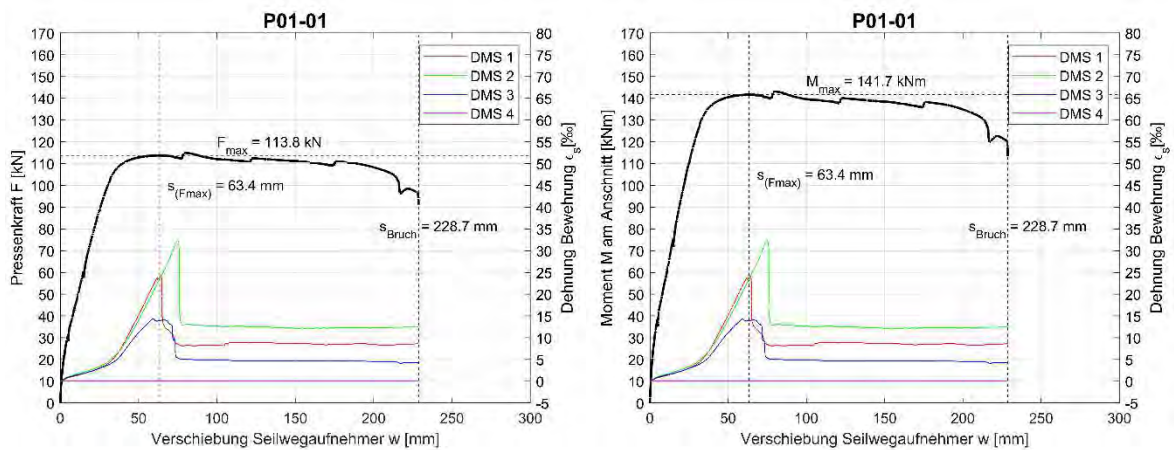


Abbildung 160: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P01-01.

7.4 Untersuchte Varianten

7.4.1 Versuche P02 – Übergreifungsstoß im Schenkel

Abbildung 161 stellt für Versuch P02 die Last-Verschiebungs-Kurven aus dem Labor jenen aus der numerischen Simulation gegenüber. Mit einer prognostizierten Traglast von 134.2 kN überschätzt die Simulation die mittlere Traglast der Laborversuche von 121.1 kN um 10.8 %. Die Verformung im numerischen Modell übersteigt jene aus den Laborversuchen.

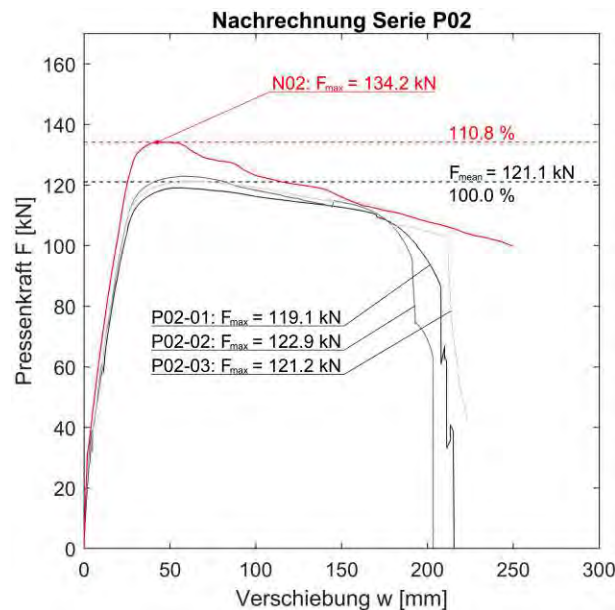


Abbildung 161: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit den Versuchskurven von Serie P02.

Abbildung 162 zeigt die Ansicht auf die Seitenfläche des numerisch simulierten Rahmenecks. Die Darstellung zeigt die Verformung, die Rissbildung und die Spannungsverteilung im Rahmeneck bei Erreichen der Höchstlast. Die Simulation beschreibt das im Labor beobachtete Verhalten sehr gut. Wie im Laborversuch tritt das Versagen als sekundäres Biegedruckversagen auf, welches sich auf der Tragwerkseite (im Bild rechts) ausbildet. Bis zum Erreichen der Höchstlast entstehen symmetrische Biegerisse in beiden Anschnittsbereichen. Anhand von Versuchskörper P02-01 zeigt Abbildung 163, dass das Rissbild in der Simulation sehr gut beschrieben wird. Die Biegerisse entlang der Schenkel werden ebenso prognostiziert wie die konzentrierten Risse an den Anschnitten. Auch die Neigung der Risse vom Anschnittfuß in Richtung Rahmeneckspitze kann numerisch abgebildet werden. Wie im Versuch bilden sich auch in der Simulation konzentrierte Risse im Bereich der Stoßenden. Die prognostizierten Rissweiten korrespondieren mit jenen der

Versuche. So erreichten die maßgebenden Risse im Labor Werte zwischen 1.099 mm und 3.207 mm (Riss 5 und 1 in der oberen Darstellung von Abbildung 163), während in der Simulation Rissweiten von bis zu 3.1 mm erreicht werden. Die Werte werden hier für das Höchstlastniveau verglichen. Wie im Labor bilden sich auch in der Simulation Risse auf der Lagerseite aus. Diese konzentrieren sich ebenso im Bereich des Stoßendes.

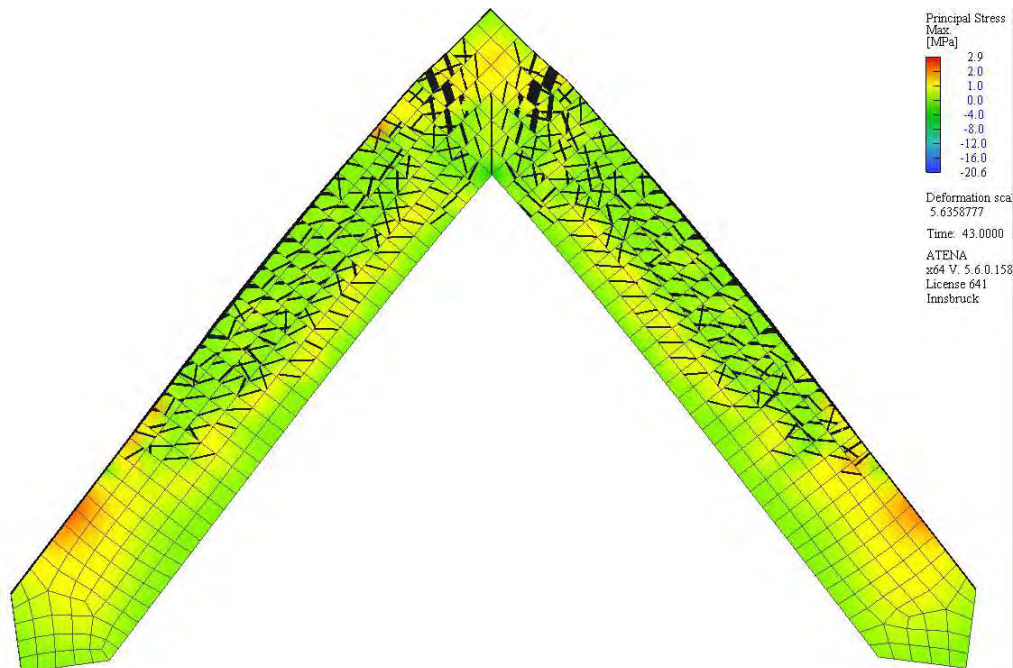


Abbildung 162: Spannungsverteilung in der Simulation N02 von Rahmeneck P02 bei Höchstlast.

Abbildung 164 zeigt das Verhalten der Druckzone in der Simulation. Wie im Versuch bilden sich nach Überschreiten der Höchstlast symmetrisch auf beiden Druckseiten des Rahmenecks Risse aus. Die Risse bleiben im Bereich des einspringenden Ecks konzentriert. Die Spannungen liegen bei Höchstlast über den gemessenen Druckfestigkeiten aus Tabelle 28. Der mehrachsige Spannungszustand erlaubt es Spannungswerte zu erreichen, die die gemessene einachsige Druckfestigkeit überschreiten. Abbildung 165, Abbildung 166 und Abbildung 167 und Abbildung 168 zeigen die Druckzone von Versuchskörper P02-01 und P02-03 bei Beginn des Druckzonenversagens und bei Versuchsende. Das Verhalten in der Simulation ähnelt dabei deutlich jenem im Labor.

Der Versagensbereich am tragwerkseitigen Stoßbereich ist in Abbildung 169 dargestellt. Im Vergleich dazu zeigt Abbildung 168 den Biegezugbereich bzw. den sich öffnenden Stoß im Laborversuch. Auch in der Simulation kommt es zur Zerstörung des Bereichs um das Stoßende.

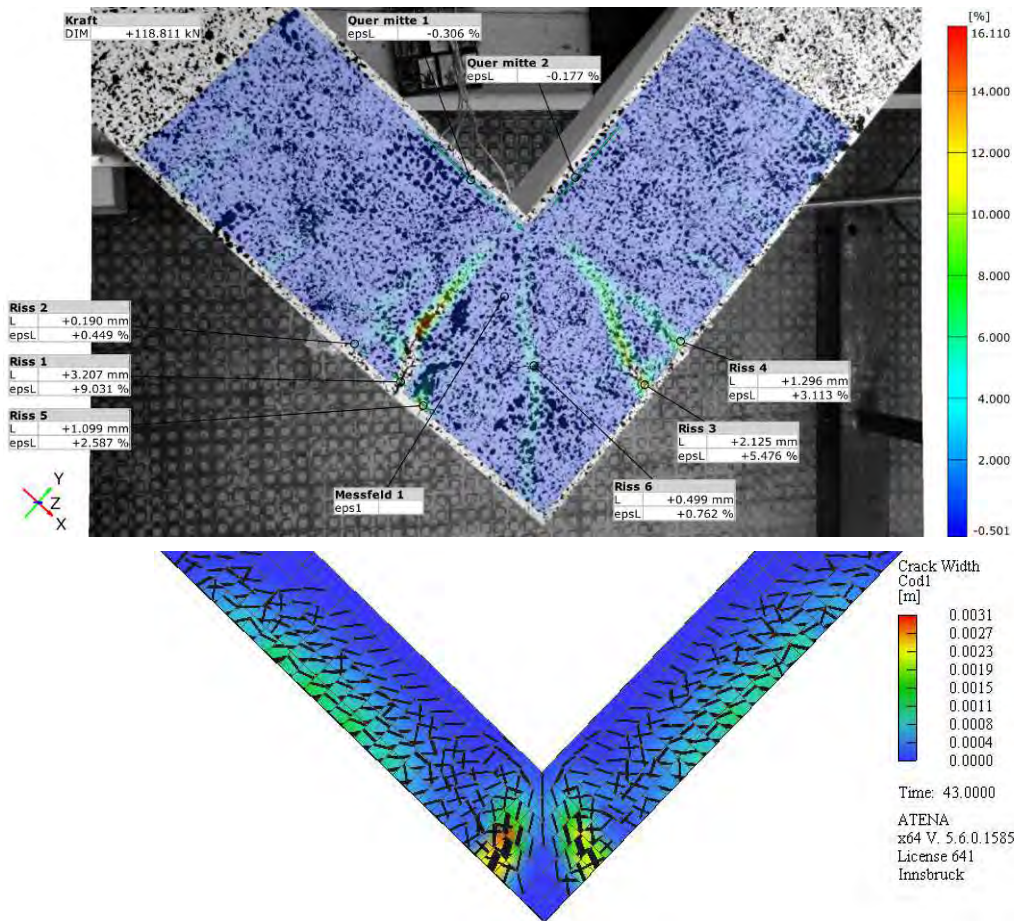


Abbildung 163: P02-01 ARAVIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N02.

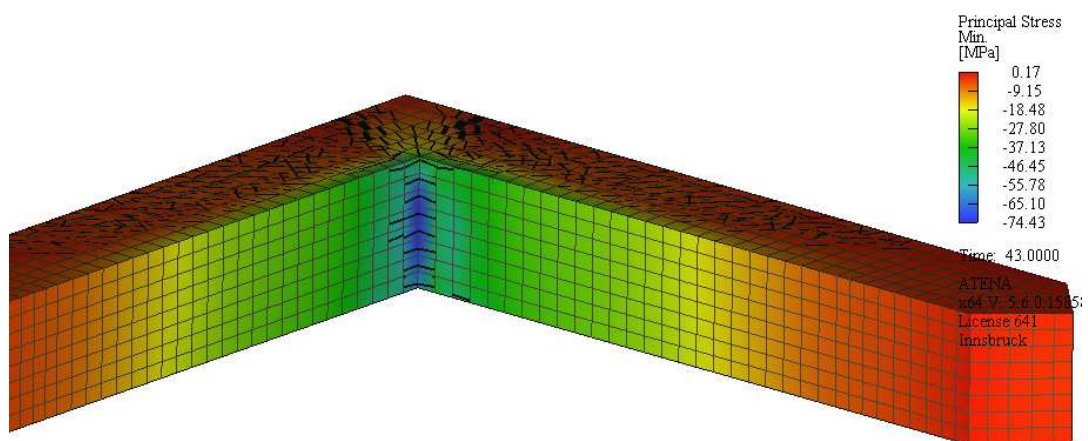


Abbildung 164: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N02 bei Höchstlast.

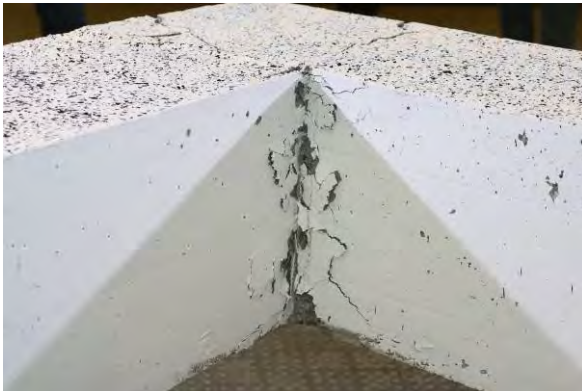


Abbildung 165: P02-03 Beginnendes Druckzonensversagen.



Abbildung 166: P02-03 Druckzone nach dem erfolgten Versagen.



Abbildung 167: P02-01 Druckzone nach dem erfolgten Versagen.

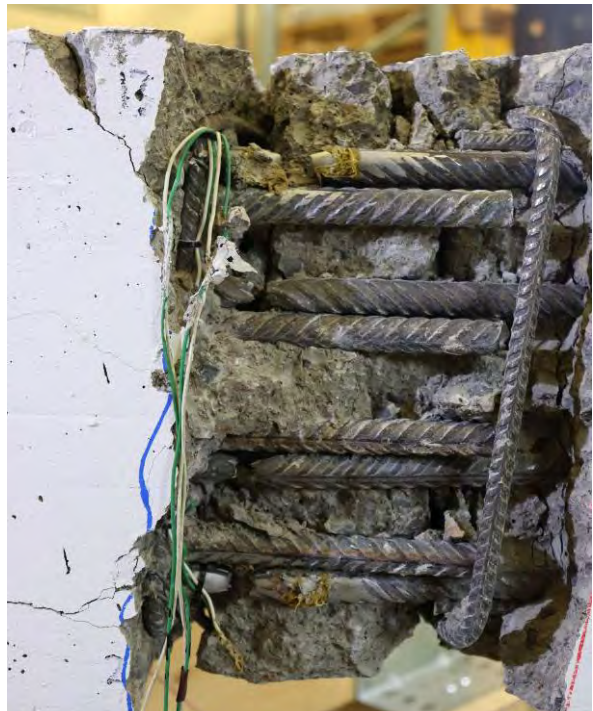


Abbildung 168: P02-01 Abgerissene Biegezugbewehrung und Betonausbruch.

Die Biegezugbewehrung kam in den Laborversuchen ins Fließen als eine Last von etwa 100 kN erreicht war. Dasselbe Verhalten zeigt die rote Kurve in Abbildung 161. Bei Höchstlast befindet sich die Bewehrung des numerisch simulierten Versuchskörpers beidseitig des Rahmenecks im Fließen. Zuerst wird der Fließzustand dabei auf der Tragwerkseite erreicht. Abbildung 170 zeigt die Spannungsverteilung in der Bewehrung bei Erreichen der Höchstlast. Analog dazu entwickeln sich die Dehnungen in der Bewehrung, wie Abbildung 171 zeigt. Die Dehnungen konzentrieren sich dabei vor allem in den gro-

ßen Biegerissen. Bei Höchstlast erreichen die Dehnungen Werte von bis zu 27 ‰. Exemplarisch sind die gemessenen Dehnungen von Versuch P02-01 in Abbildung 172 dargestellt. Für diesen Versuche wurden kurz vor Erreichen der Höchstlast Dehnungen von etwa 15 ‰ erfasst. Bei Höchstlast lieferten die DMS infolge von Beschädigung keine verlässlichen Werte mehr. Die simulierten Ergebnisse korrespondieren jedoch mit jenen aus den Laborversuchen.

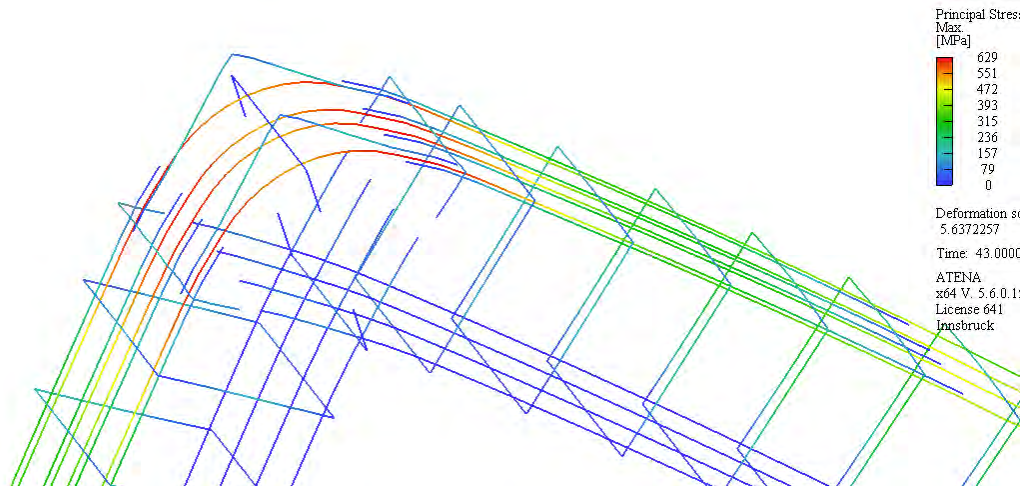


Abbildung 169: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N02 in den Stoßbereichen.

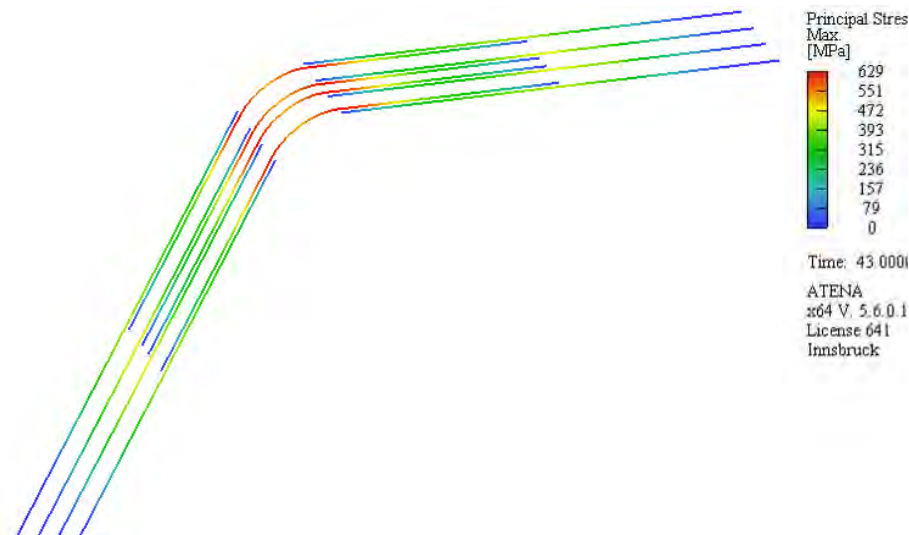


Abbildung 170: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N02 bei Höchstlast.

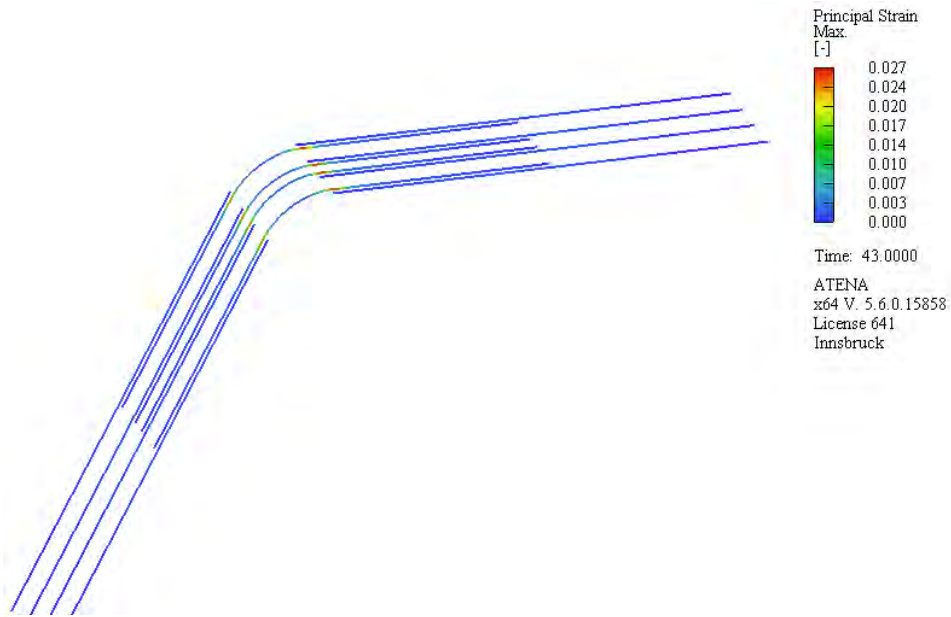


Abbildung 171: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N02 bei Höchstlast.

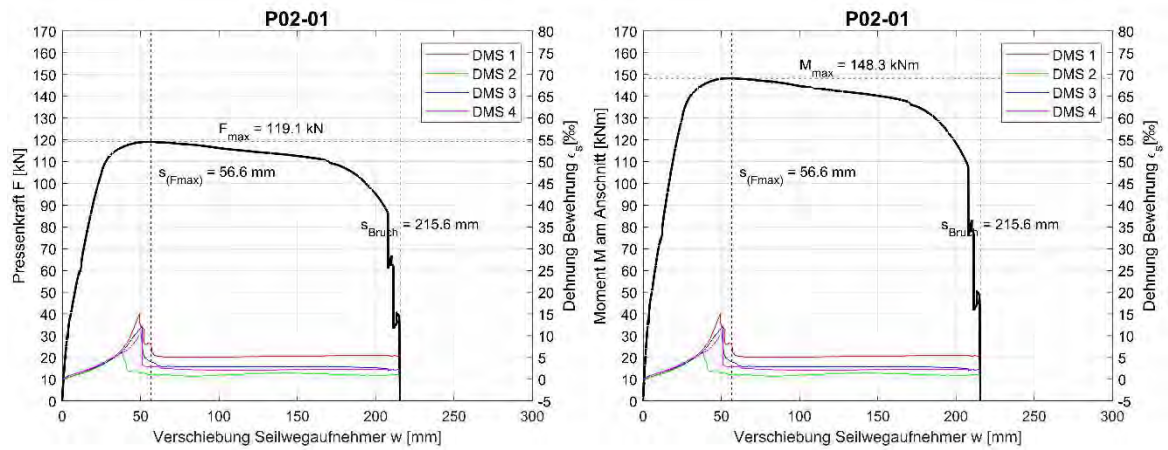


Abbildung 172: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P02-01.

7.4.2 Versuche P03 – Muffenstoß

Die Last-Verschiebungs-Kurven aus dem Labor und jene aus der numerischen Simulation sind für Versuchsserie P03 in Abbildung 173 gegenübergestellt. Mit einer Traglast von 125.2 kN überschätzt die Simulation die mittlere Traglast der Laborversuche von 120.1 kN um 4.3 %. Die erreichte Gesamtverformung bis zum Abreißen der Bewehrung erreicht im numerischen Modell die Werte aus den Laborversuchen.

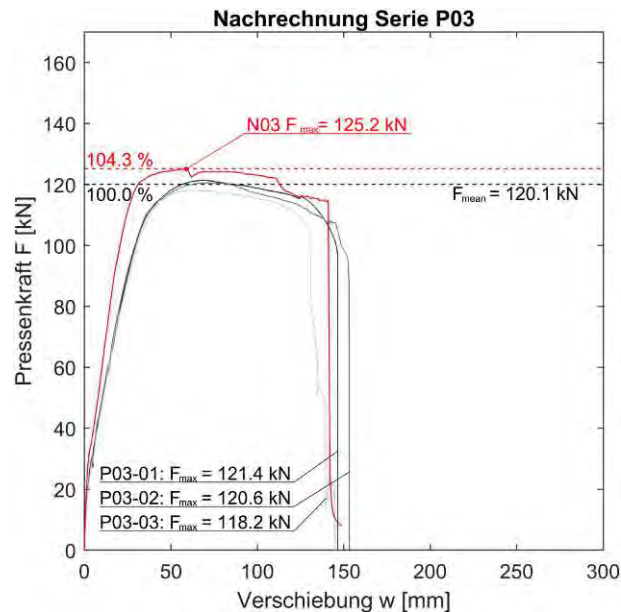


Abbildung 173: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit den Versuchskurven von Serie P03.

In Abbildung 174 ist eine Ansicht auf die Seitenfläche des numerisch simulierten Rahmenecks dargestellt. Die Abbildung zeigt die Verformung, die Rissbildung und die Spannungsverteilung im Rahmeneck bei Erreichen der Höchstlast. Das Verhalten der Simulation deckt sich mit jenem aus dem Labor. Wie im Laborversuch tritt das Versagen als sekundäres Biegedruckversagen auf, welches sich auf der Tragwerkseite (im Bild rechts) ausbildet.

Anhand von Versuchskörper P03-03 zeigt Abbildung 175, dass das im Labor beobachtete Rissbild in der Simulation sehr gut beschrieben wird. Die Biegerisse entlang der Schenkel werden ebenso prognostiziert wie die konzentrierten Risse im Bereich der Muffen. Das Versagen geht von der Risskonzentration am Muffenstoß aus. Im Laborversuch entstanden die größten Risse direkt am Anschnitt, die numerische Simulation prognostiziert sie am Ende der Muffe, also mit etwas Abstand zum Anschnitt. Die Rissweite wird in der Simulation größer als im Versuch prognostiziert. So erreichten die maßgebenden Risse im Labor Werte zwischen 1.609 mm und 3.316 mm (Riss 2 und 1 in der oberen Darstel-

lung von Abbildung 175), während in der Simulation Rissweiten von bis zu 4.2 mm erreicht werden. Die großen Rissweiten in der Simulation sind auf die Zerstörung des Betons im Bereich der Muffen zurückzuführen. Die Werte wurden hier für das Höchstlastniveau verglichen. Wie im Labor bilden sich auch in der Simulation Risse auf der Lagerseite aus. Diese konzentrieren sich ebenso im Bereich des Muffenstoßes.

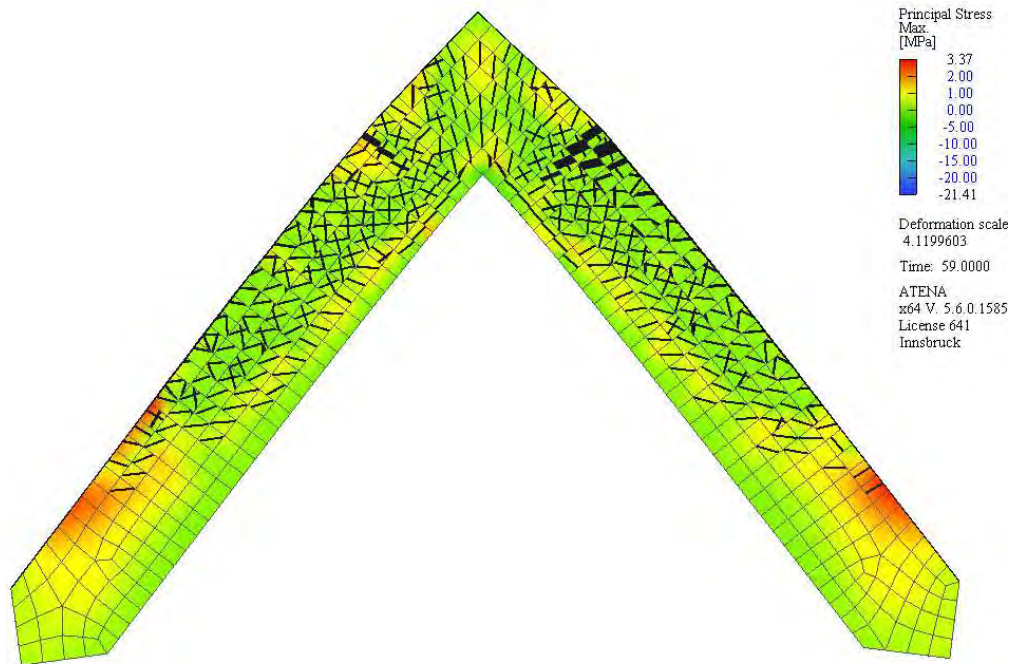


Abbildung 174: Spannungsverteilung in der Simulation N03 von Rahmeneck P03 bei Höchstlast.

Abbildung 176 zeigt das Verhalten der Druckzone in der Simulation. Wie im Versuch bilden sich nach Überschreiten der Höchstlast vermehrt Risse entlang der Druckseite des Rahmenecks aus. Die Spannungen liegen bei Höchstlast über den gemessenen Druckfestigkeiten aus Tabelle 28. Der mehrachsige Spannungszustand erlaubt es Spannungswerte zu erreichen, die die gemessene einachsige Druckfestigkeit überschreiten. Abbildung 177 und Abbildung 178 zeigen die tragwerkseitige Druckzone und den Versagensbereich auf der Zugzone von Versuchskörper P03-03. Das Verhalten in der Simulation ähnelt dabei deutlich jenem im Labor. Neben der versagenden Druckzone ist in Abbildung 176 und Abbildung 177 auch der maßgebende Riss am Anschnitt zu erkennen. Der Versagensbereich am tragwerkseitigen Stoßende ist in Abbildung 178 dargestellt. Auch in der Simulation kommt es zu großen Rissen und Abplatzungen im Muffenbereich.

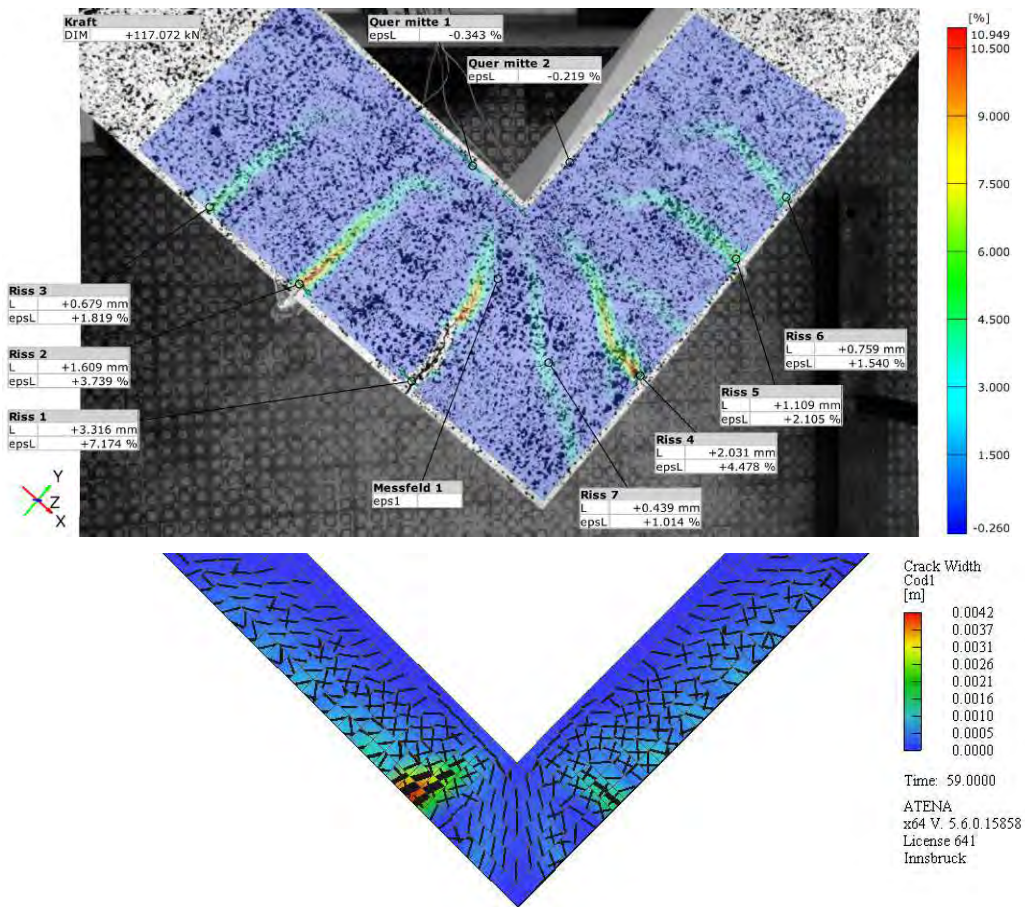


Abbildung 175: P03-03 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N03.

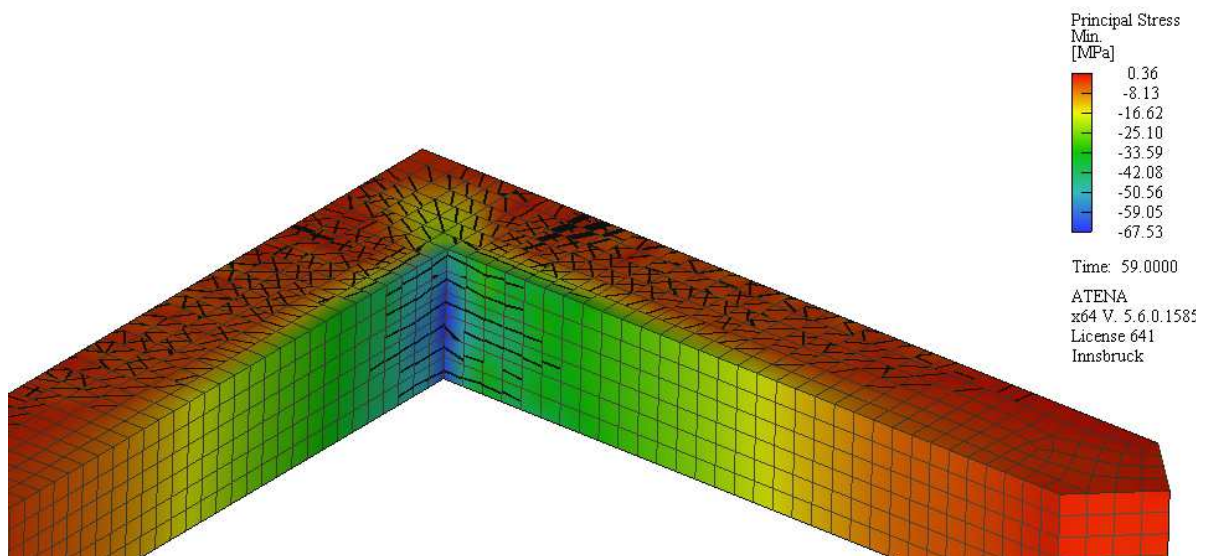


Abbildung 176: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N03 Höchstlast.

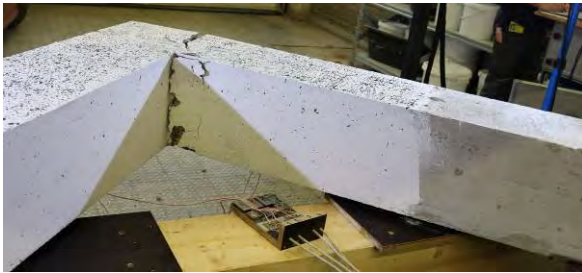


Abbildung 177: P03-03 Druckzone beim Versagen mit Biegeriss.



Abbildung 178: P03-03 Biegeriss nach Versagen mit Betonausbruch.

Die Biegezugbewehrung kam in den Laborversuchen ins Fließen, als eine Last von etwa 100 kN erreicht war. Dasselbe Verhalten zeigt die rote Kurve in Abbildung 173. Bei Höchstlast befindet sich die Bewehrung des numerisch simulierten Versuchskörpers beidseitig des Rahmenecks im Fließen. Zuerst wird der Fließzustand dabei auf der Tragwerkseite erreicht. Abbildung 180 zeigt die Spannungsverteilung in der Bewehrung bei Erreichen der Höchstlast. Die grün dargestellten Stabbereiche beidseitig des Anschnitts symbolisieren die Muffen. Diese wurden im Modell als Truss-Elemente mit einem Durchmesser entsprechend der verwendeten Peikko SM16-Muffen modelliert, siehe Tabelle 27. Die größten Spannungen treten in der Simulation an den Enden der Muffen auf. Die Höchstwerte werden auf der Schenkelseite erreicht. Im Versuch kam es auf der dem Anschnitt zugewandten Seite der Muffen zum Abreißen der Bewehrungsstäbe. Analog zu den Spannungen entwickeln sich die Dehnungen in der Bewehrung, wie Abbildung 181 zeigt. Die Dehnungen konzentrieren sich dabei vor allem in den großen Biegerissen. Bei Höchstlast erreichen die Dehnungen Werte von bis zu 42 ‰. Exemplarisch sind die gemessenen Dehnungen von Versuch P03-03 in Abbildung 179 dargestellt. Für diesen Versuche wurden nach dem Fließen keine verwertbaren Dehnungen mehr erfasst.

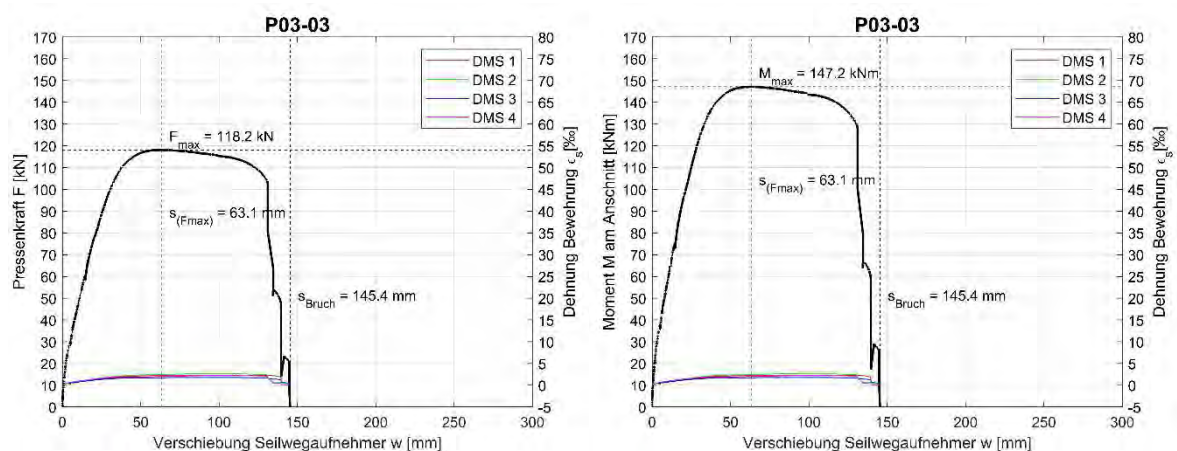


Abbildung 179: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P03-03.

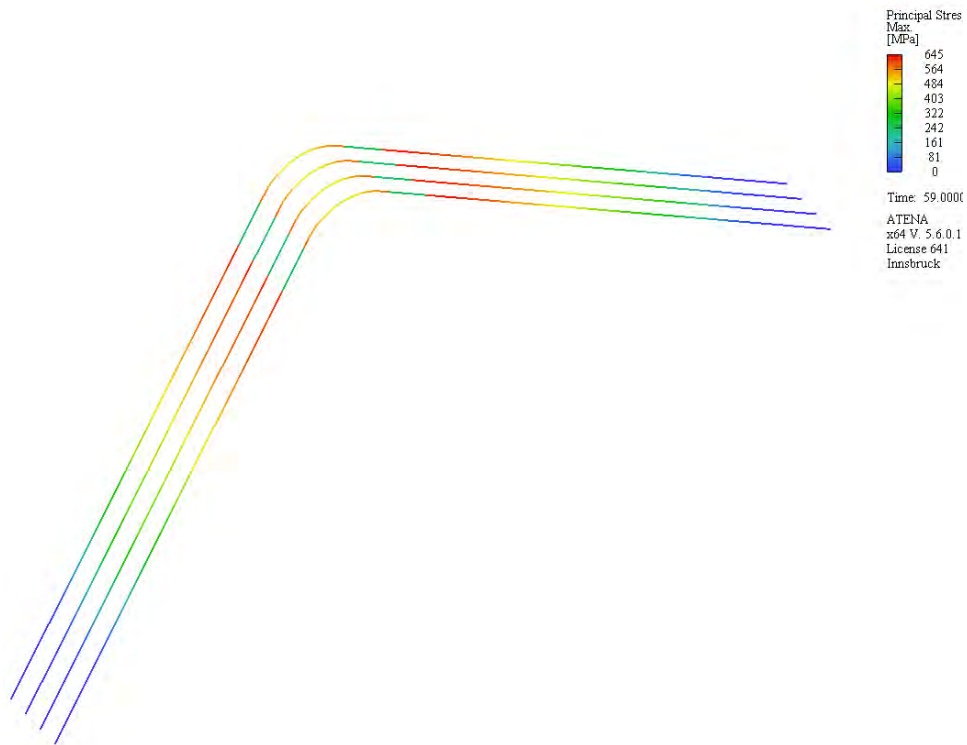


Abbildung 180: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N03 bei Höchstlast.

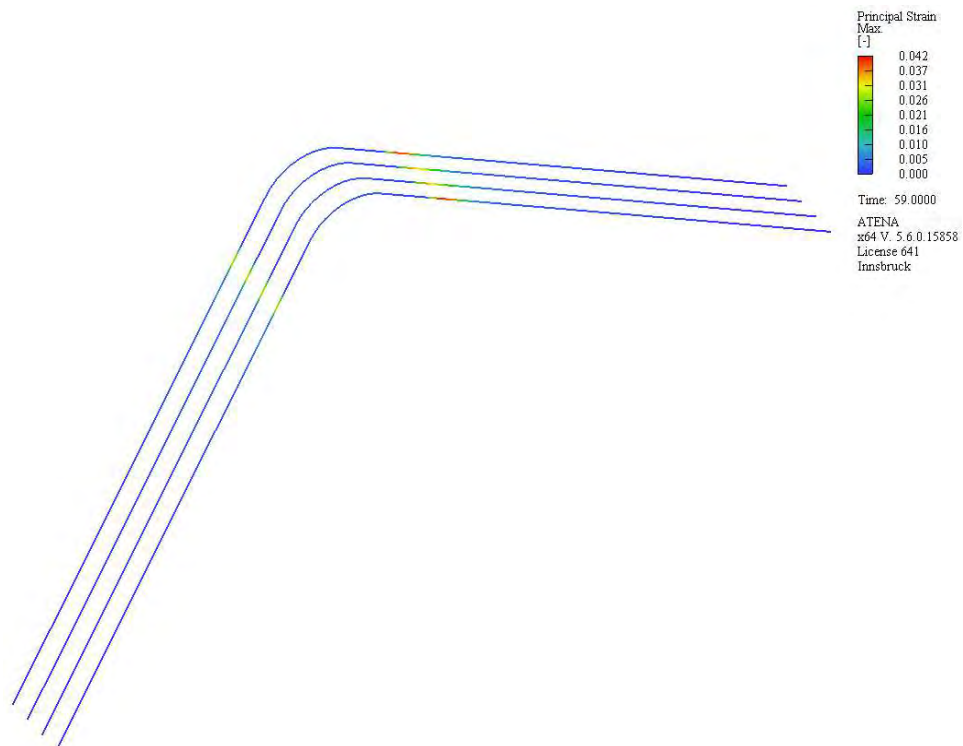


Abbildung 181: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N03 bei Höchstlast.

7.4.3 Versuche P04 – Übergreifungsstoß im Eck mit ebener Fuge

Die Last-Verschiebungs-Kurven aus dem Labor sind für Versuch P04 in Abbildung 182 jenen aus der numerischen Simulation gegenübergestellt. Mit einer Traglast von 130.8 kN überschätzt die Simulation die mittlere Traglast der Laborversuche von 120.1 kN um 8.9 %. Die erreichte Gesamtverformung bis zum Abreißen der Bewehrung bleibt im numerischen Modell hinter jener aus dem Laborversuch zurück.

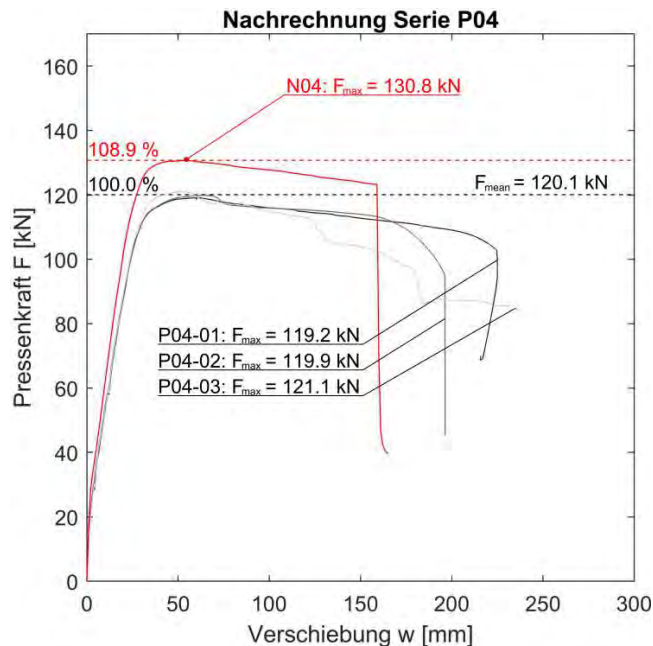


Abbildung 182: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit den Versuchskurven von Serie P04.

Die Ansicht auf die Seitenfläche des numerisch simulierten Rahmenecks ist in Abbildung 183 dargestellt. Die Darstellung zeigt die Verformung, die Rissbildung und die Spannungsverteilung im Rahmeneck bei Erreichen der Höchstlast. Die Simulation beschreibt das im Labor beobachtete Verhalten sehr gut. Wie im Laborversuch tritt das Versagen als sekundäres Biegedruckversagen auf, welches sich auf der Tragwerkseite (im Bild rechts) ausbildet.

Anhand von Versuchskörper P04-03 zeigt Abbildung 184, dass das Rissbild aus der Simulation sich jenem aus den Laborversuchen gut annähert. Die Biegerisse entlang der Schenkel werden ebenso prognostiziert wie die Risse an den Anschnitten. Wie im Versuch bilden sich auch in der Simulation vermehrt Risse an den Stoßenden. Das Versagen geht von der Risskonzentration am Stoßende aus. Die prognostizierte Rissweite bleibt in der Simulation etwas hinter jener der Versuche zurück. So erreichten die maßgebenden Risse im Labor Werte zwischen 0.796 mm und 1.392 mm (Riss 3 und 4 in der oberen

Darstellung von Abbildung 184), während in der Simulation Rissweiten von bis zu 7.46 mm erreicht werden. Die großen Risse in der Simulation resultieren aus der Zerstörung des Betons im Bereich des Stoßendes, siehe Abbildung 185 und Abbildung 188. Die Werte wurden hier für das Höchstlastniveau verglichen. Wie im Labor bilden sich auch in der Simulation Risse auf der Lagerseite aus. Diese konzentrieren sich ebenso im Bereich des Stoßendes.

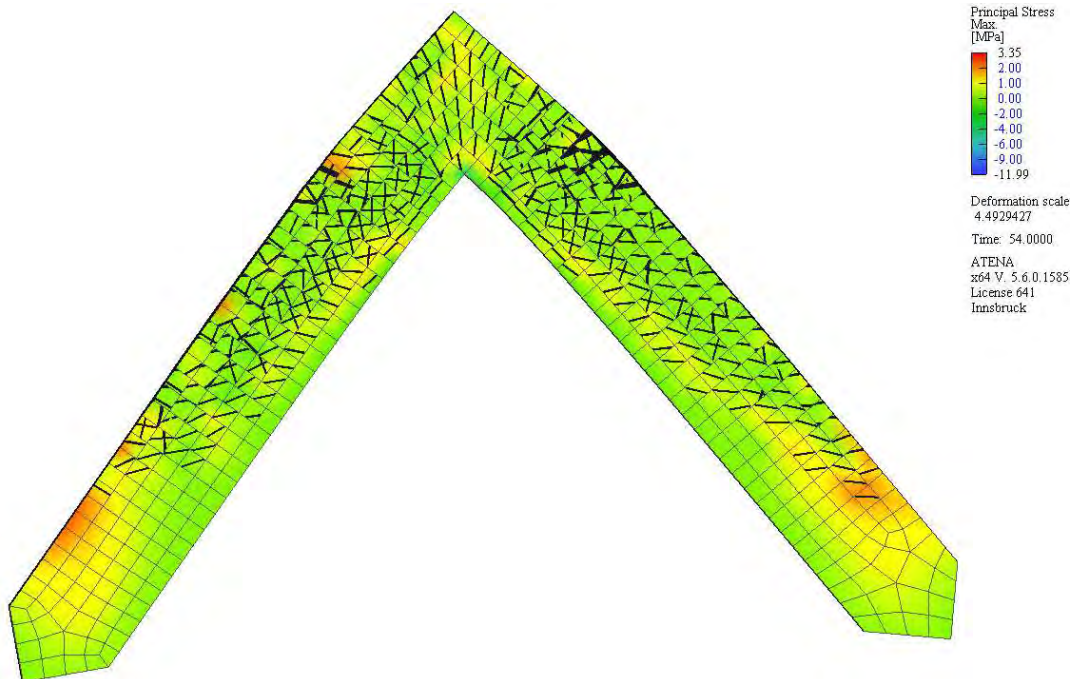


Abbildung 183: Spannungsverteilung in der Simulation N04 von Rahmeneck P04 bei Höchstlast.

Abbildung 185 zeigt das Verhalten der Druckzone in der Simulation. Wie im Versuch bilden sich nach Überschreiten der Höchstlast vermehrt Risse entlang der Druckseite des Rahmenecks aus. Die Spannungen liegen bei Höchstlast über den gemessenen Druckfestigkeiten aus Tabelle 28. Der mehrachsige Spannungszustand erlaubt es Spannungswerte zu erreichen, die die gemessene einachsige Druckfestigkeit überschreiten. Abbildung 186 und Abbildung 187 zeigen die Druckzone von Versuchskörper P04-01 bei Beginn des Druckzonenversagens und bei Versuchsende. Das Verhalten in der Simulation ähnelt dabei deutlich jenem im Labor.

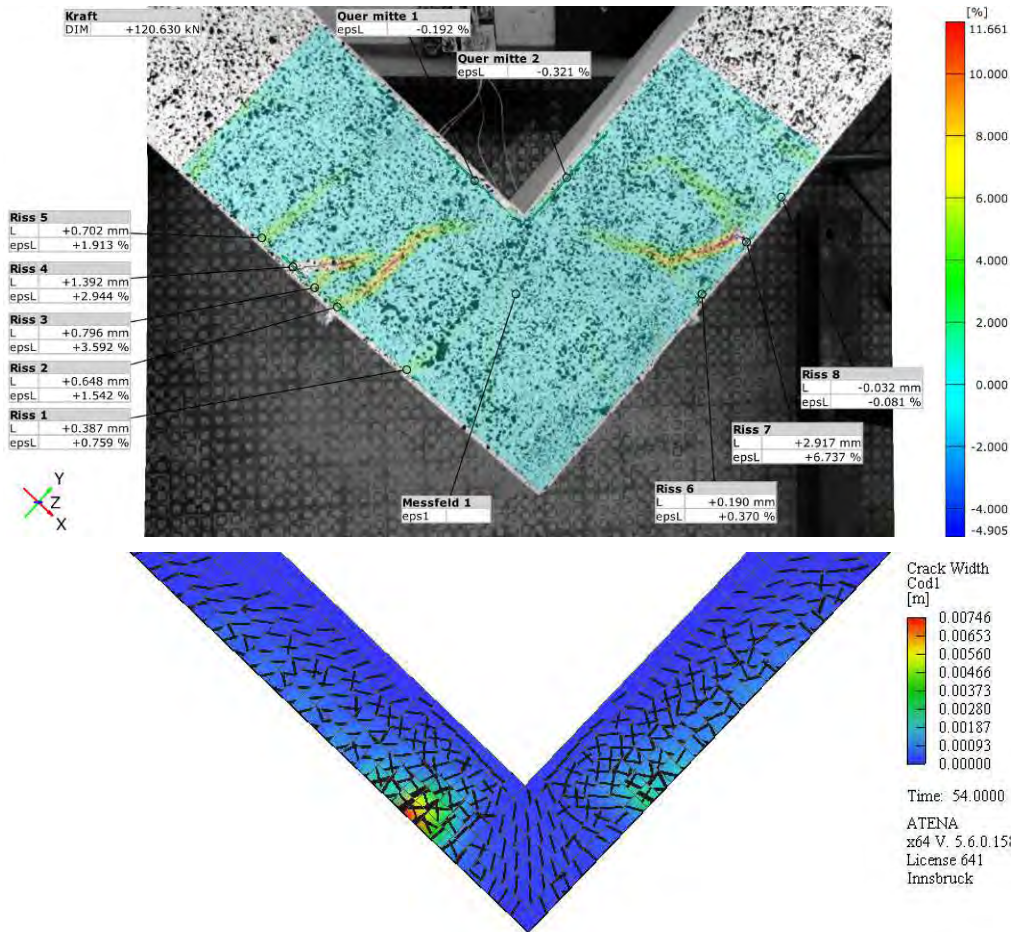


Abbildung 184: P04-03 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N04.

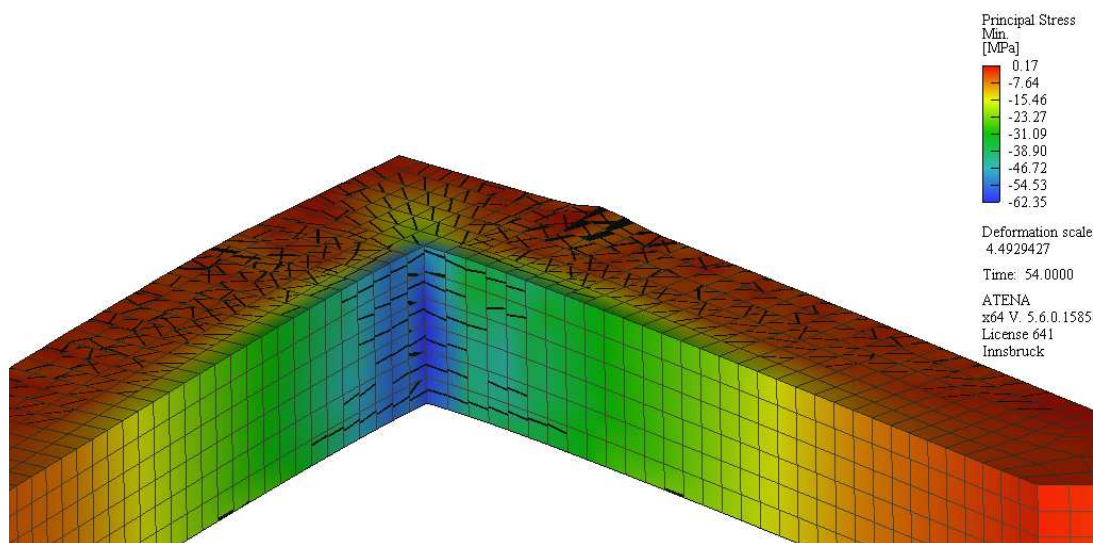


Abbildung 185: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N04 bei Höchstlast.



Abbildung 186: P04-01 Druckzone beim Versagen.



Abbildung 187: P04-01 Druckzone nach dem erfolgten Versagen.

Der Versagensbereich am tragwerkseitigen Stoßende ist in Abbildung 188 im Detail dargestellt. Im Vergleich dazu zeigen Abbildung 189 und Abbildung 190 den Biegezugbereich bzw. den sich öffnenden Stoß im Laborversuch. Auch in der Simulation kommt es zur Zerstörung des Bereichs um das Stoßende. Abbildung 188 zeigt deutlich die großen Risse und den abplatzenden Beton. Im Versuch kam es zu einer Winkeländerung zwischen den gestoßenen Bewehrungsstäben. Wie Abbildung 194 illustriert, äußerte sich in der Simulation ein vergleichbares Verhalten.

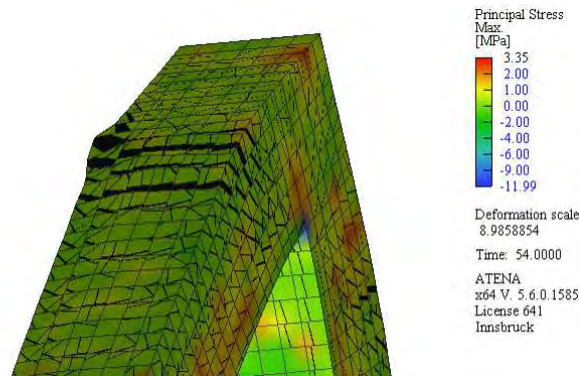


Abbildung 188: Spannungen und Deformationen im Versagensbereich bzw. Stoßbereich auf der Tragwerkseite von Simulation N04.



Abbildung 189: P04-01 Biegezugbereich nach dem erfolgten Versagen.



Abbildung 190: P04-01 Verdrehung des Bewehrungsstoßes und Betonausbruch.

Die Biegezugbewehrung kam in den Laborversuchen ins Fließen, als eine Last von etwa 100 kN erreicht war. Dasselbe Verhalten zeigt die rote Kurve in Abbildung 182. Bei Höchstlast befindet sich die Bewehrung des numerisch simulierten Versuchskörpers beidseitig des Rahmenecks im Fließen. Zuerst wird der Fließzustand dabei auf der Tragwerkseite erreicht.

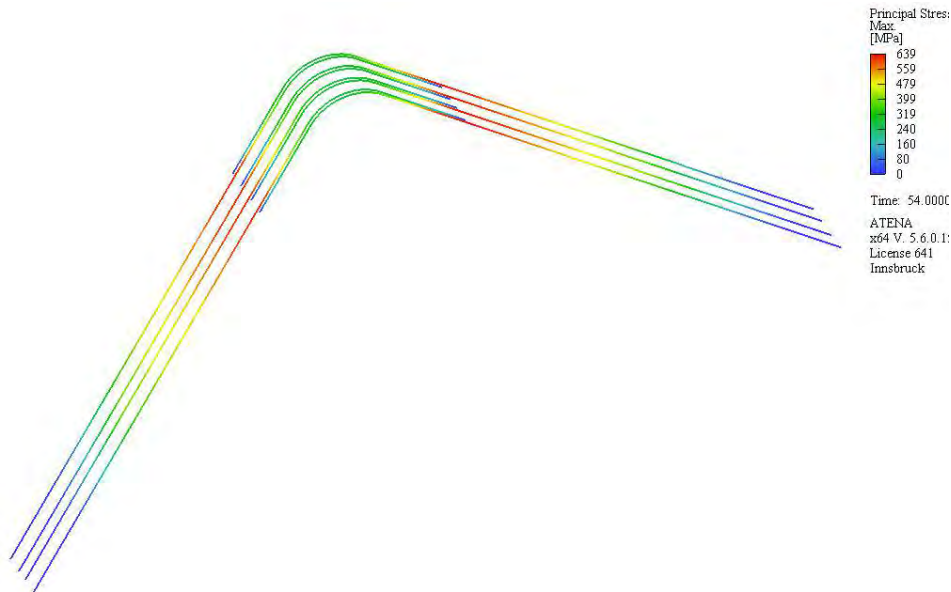


Abbildung 191: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N04 bei Höchstlast.

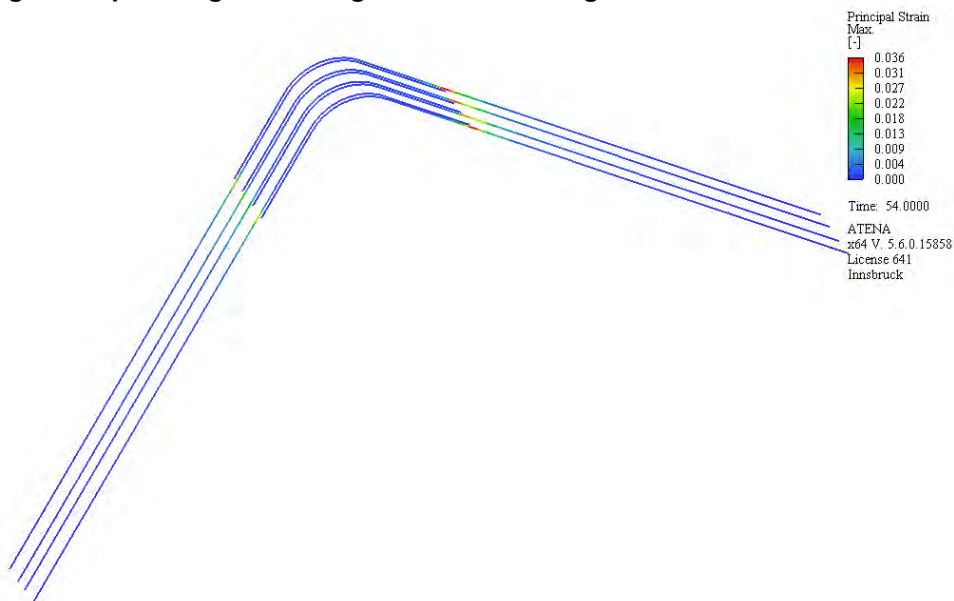


Abbildung 192: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N04 bei Höchstlast.

Abbildung 191 zeigt die Spannungsverteilung in der Bewehrung bei Erreichen der Höchstlast. Im Unterschied zu den bisher betrachteten Simulationen tritt das Fließen in deutlich größerem Abstand zum Anschnitt auf. Die größten Spannungen sind in der Simulation am Stoßende lokalisiert. Analog dazu entwickeln sich die Dehnungen in der Bewehrung, wie Abbildung 192 zeigt. Die Dehnungen konzentrieren sich dabei vor allem in den großen Biegerissen an den Stoßenden. Bei Höchstlast erreichen die Dehnungen Werte von bis zu 36 ‰. Exemplarisch sind die gemessenen Dehnungen von Versuch P04-01 in Abbildung 193 dargestellt. Für diesen Versuche wurden bei Höchstlast Dehnungen von etwa 10 ‰

erfasst. In Abbildung 194 sind die Spannungsverteilung und die Verformungen im Bewehrungskorb auf der Tragwerkseite dargestellt. Wie bereits beschrieben, zeigt sich dabei die Winkeländerung zwischen den gestoßenen Stäben ähnlich den im Labor beobachteten Vorgängen.

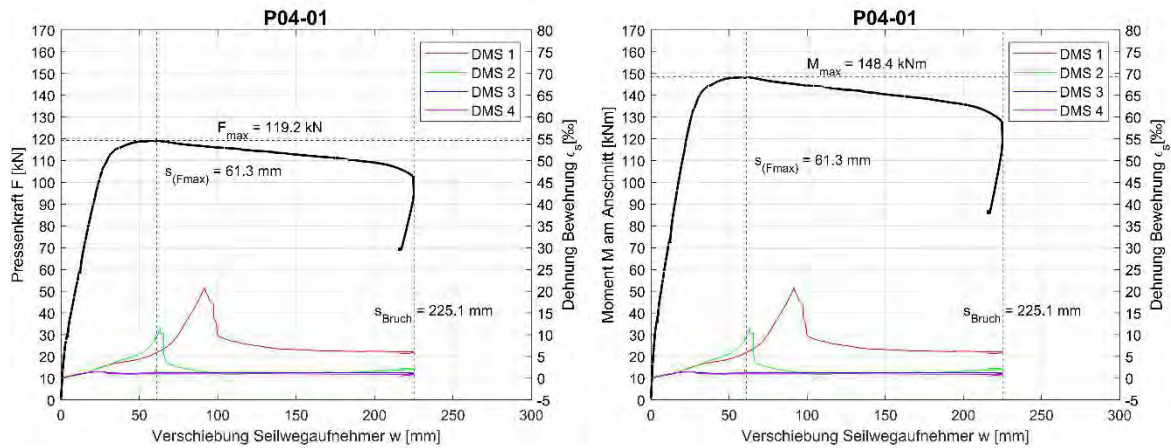


Abbildung 193: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P04-01.

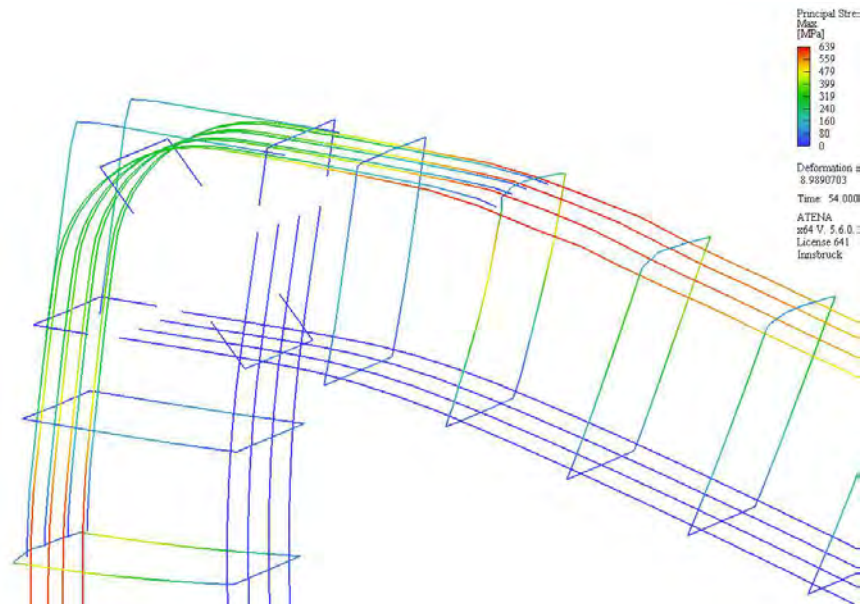


Abbildung 194: Spannung in der Bewehrung für Simulation N04 in den Stoßbereichen.

7.4.4 Versuche P05 – Übergreifungsstoß im Eck mit z-förmiger Fuge

Für Versuch P05 zeigt Abbildung 195 die Last-Verschiebungs-Kurven aus dem Labor und jene aus der numerischen Simulation. Mit einer Traglast von 130.5 kN überschätzt die Simulation die mittlere Traglast der Laborversuche von 125.6 kN um 3.9 %. Die erreichte Gesamtverformung bis zum Abreißen der Bewehrung erreicht im numerischen Modell annähernd jene aus dem Laborversuch.

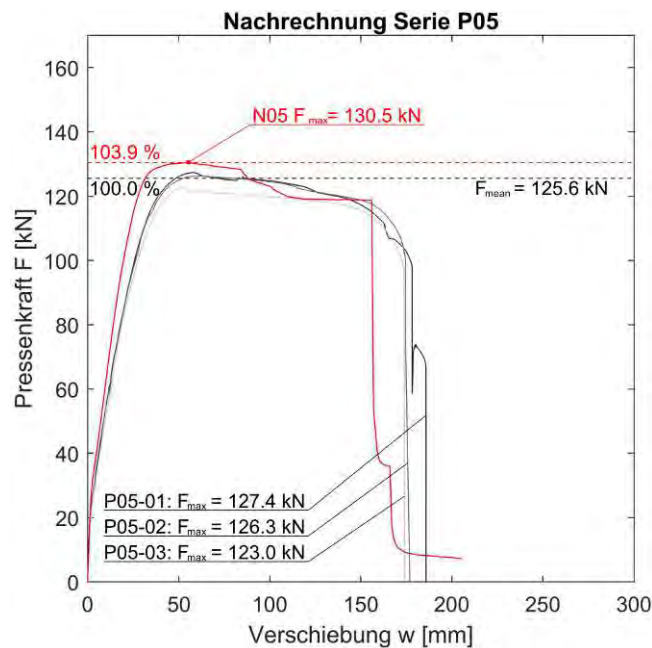


Abbildung 195: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit den Versuchskurven von Serie P05.

Die Ansicht auf die Seitenfläche des numerisch simulierten Rahmenecks wird in Abbildung 196 gezeigt. Die Darstellung zeigt die Verformung, die Rissbildung und die Spannungsverteilung im Rahmeneck bei Erreichen der Höchstlast. Die Simulation beschreibt das im Labor beobachtete Verhalten sehr gut. Wie im Laborversuch tritt das Versagen als sekundäres Biegedruckversagen auf, welches sich aber entgegen den Versuchen auf der Tragwerkseite (im Bild rechts) ausbildet. Anhand von Versuchskörper P05-02 zeigt Abbildung 197, dass sich das Rissbild in der Simulation analog zu jenem aus den Versuchen darstellt. Die Biegerisse entlang der Schenkel werden ebenso prognostiziert wie die Risse an den Anschnitten. Wie im Versuch bilden sich auch in der Simulation vermehrt Risse an den Stoßenden. Das Versagen geht von der Risskonzentration am Stoßende aus. Die prognostizierte Rissweite bei Höchstlast wird in der Simulation überschätzt. Nach dem Überschreiten der Höchstlast entwickelten sich jedoch auch im Versuch deutlich größere Risse. So erreichten die maßgebenden Risse bei Höchstlast im Labor Werte zwischen

0.468 mm und 2.526 mm (Riss 2 und 4 in der oberen Darstellung von Abbildung 197), während in der Simulation Rissweiten von bis zu 8.00 mm erreicht werden. Die großen Risse in der Simulation resultieren aus der Zerstörung des Betons im Bereich des Stoßendes, siehe Abbildung 200 und Abbildung 201. Die Werte wurden hier für das Höchstlastniveau verglichen. Wie im Labor bilden sich auch in der Simulation Risse auf beiden Seiten des Rahmenecks aus. Die Versuchskörper der Serie P05 versagten im Labor stets lagerseitig im Bereich der z-Fuge. Die Fuge selbst schien dabei aber nicht für das Versagen maßgebend zu sein. Entgegen der Beobachtungen im Labor führte die z-Fuge in der Simulation zu keinem lagerseitigen Versagen, sondern versagte wie P04 tragwerkseitig. Die im Labor beobachtete Laststeigerung gegenüber der bis auf die Fuge identisch ausgeführten Serie P04 konnte numerisch nicht nachvollzogen werden. Numerisch wurden für beide Fälle vergleichbare Traglasten erzielt.

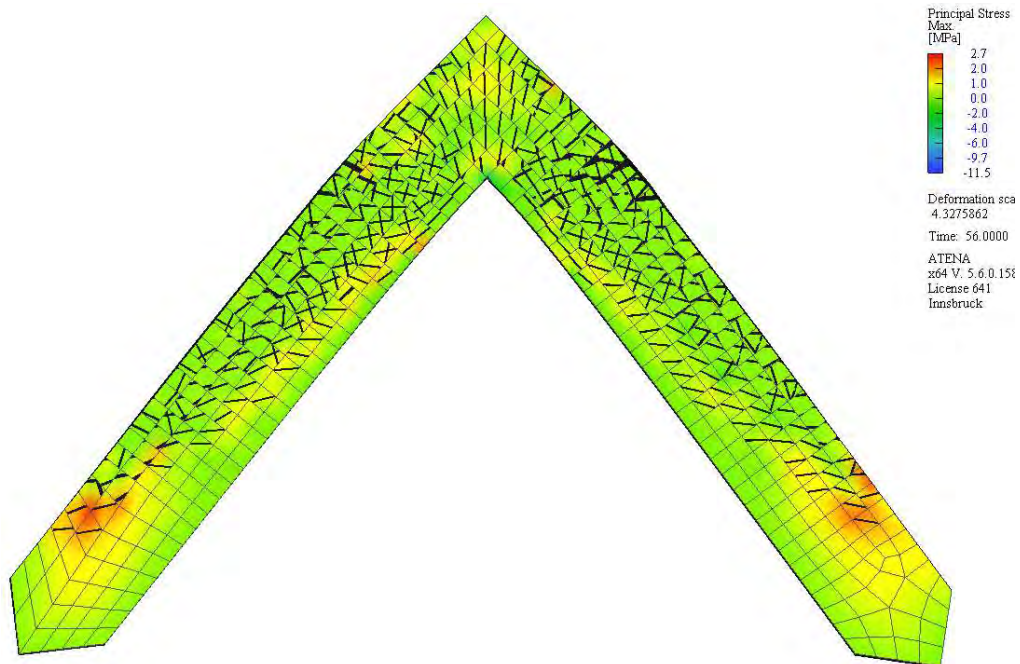


Abbildung 196: Spannungsverteilung in der Simulation N05 von Rahmeneck P05 bei Höchstlast.

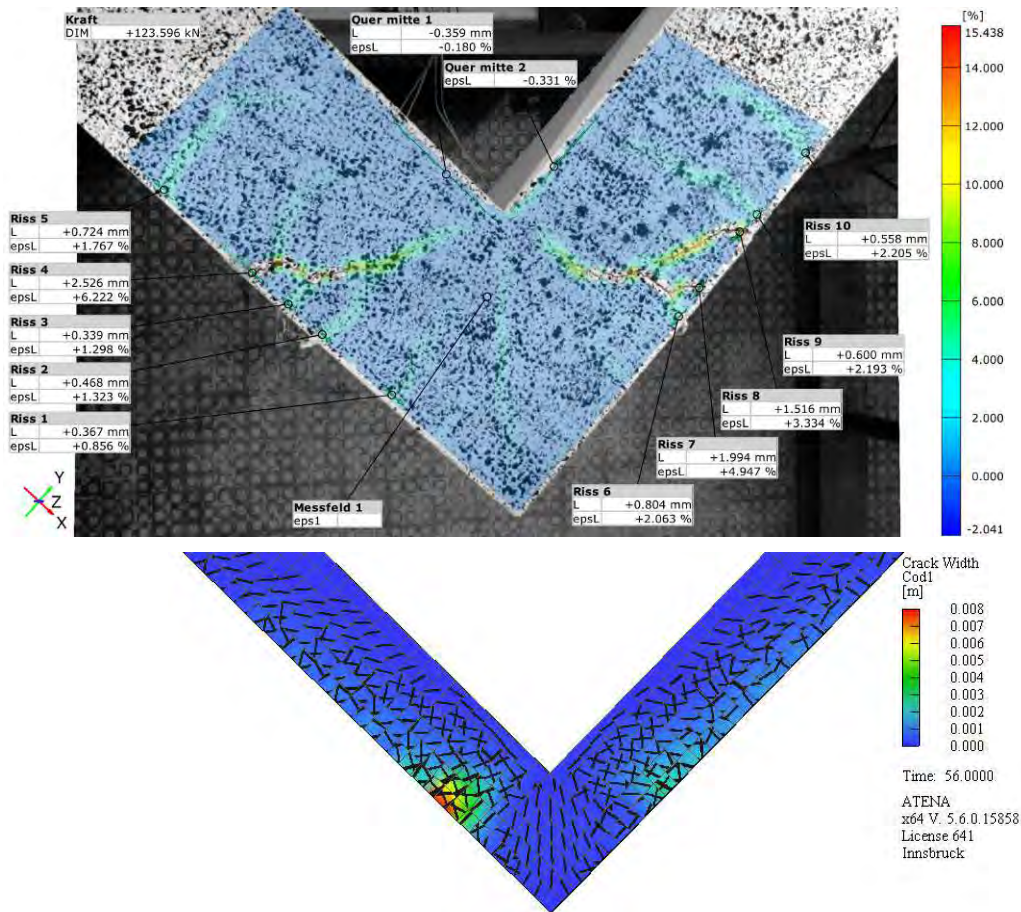


Abbildung 197: P05-02 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N05.

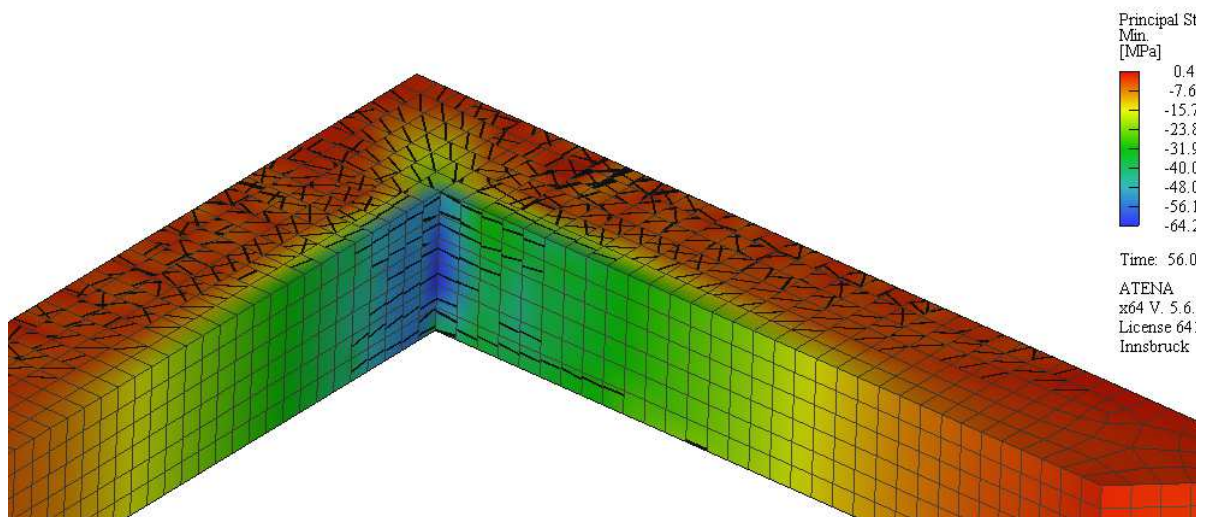


Abbildung 198: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N05 bei Höchstlast.



Abbildung 199: P05-02 Druckzone nach erfolgtem Versagen.



Abbildung 200: P05-02 Biegezugbereich beim Versagen mit Betonausbruch.

Die Spannungsverteilung in der Druckzone des simulierten Versuchskörpers ist in Abbildung 198 dargestellt. Wie im Versuch bilden sich nach Überschreiten der Höchstlast vermehrt Risse entlang der Druckseite des Rahmenecks aus. Die Spannungen liegen bei Höchstlast über den gemessenen Druckfestigkeiten aus Tabelle 28. Der mehrachsige Spannungszustand erlaubt es Spannungswerte zu erreichen, die die gemessene einachsige Druckfestigkeit überschreiten. Abbildung 199 zeigt die Druckzone von Versuchskörper P05-02 bei Beginn des Druckzonenversagens und Abbildung 200 zeigt die Zugzone des Versagensbereichs. Auch die Biegerisse am versagenden Schenkel sind in der Simulation deutlich zu erkennen und korrespondieren mit jenen im Laborversuch.

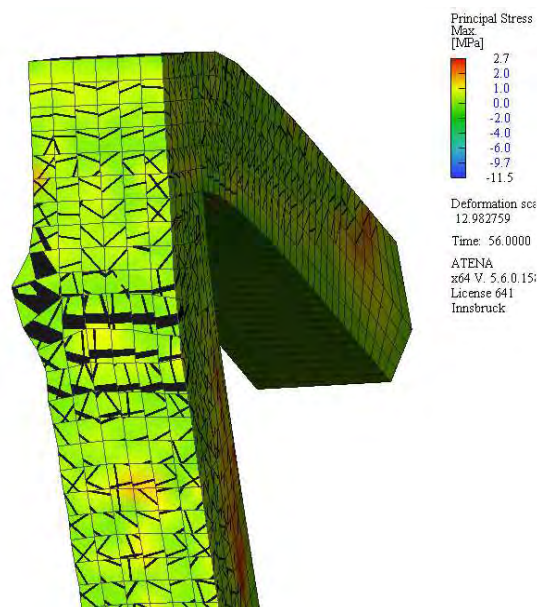


Abbildung 201: Spannungen und Deformationen im Versagensbereich bzw. Stoßbereich auf der Tragwerkseite von Simulation N05.

Der Versagensbereich am tragwerkseitigen Stoßende ist in Abbildung 201 dargestellt. Im Vergleich dazu zeigt Abbildung 200 den Biegezugbereich bzw. den sich öffnenden Stoß im Laborversuch. Auch in der Simulation kommt es zur Zerstörung des Bereichs um das Stoßende. Allerdings tritt das Versagen in der Simulation auf der anderen Seite des Rahmenecks am Tragwerkschenkel auf. Im Versuch kam es zu einer Winkeländerung zwischen den gestoßenen Bewehrungsstäben. Wie Abbildung 201 und Abbildung 204 illustrieren, äußerte sich in der Simulation ein vergleichbares Verhalten.

Die Biegezugbewehrung kam in den Laborversuchen ins Fließen, als eine Last von etwa 100 kN erreicht war. Dasselbe Verhalten zeigt die rote Kurve in Abbildung 195. Bei Höchstlast befindet sich die Bewehrung des numerisch simulierten Versuchskörpers beidseitig des Rahmenecks im Fließen. Zuerst wird der Fließzustand dabei auf der Tragwerkseite erreicht, was im Laborversuch genau umgekehrt eintrat. Abbildung 202 zeigt die Spannungsverteilung in der Bewehrung bei Erreichen der Höchstlast. Analog dazu entwickeln sich die Dehnungen in der Bewehrung, wie Abbildung 203 zeigt. Die Dehnungen konzentrieren sich dabei vor allem in den großen Biegerissen im Bereich der Stoßenden. Bei Höchstlast erreichen die Dehnungen Werte von bis zu 39 ‰. Exemplarisch sind die gemessenen Dehnungen von Versuch P05-02 in Abbildung 205 dargestellt. Für diesen Versuch wurden bei Höchstlast Dehnungen von etwa 10 ‰ erfasst, wobei die Messergebnisse nach dem Fließeintritt nicht mehr verlässlich scheinen. In Abbildung 204 sind die Spannungsverteilung und die Verformungen im Bewehrungskorb auf der Tragwerkseite dargestellt. Wie bereits beschrieben, zeigt sich dabei die Winkeländerung zwischen den gestoßenen Stäben ähnlich den im Labor beobachteten Vorgängen bei Serie P05 und auch Serie P04. Wie bereits erwähnt wurde, war es nicht möglich das Verhalten von Serie P05 im Labor zu exakt zu simulieren. Während im Labor die Traglast der Serie P04 überschritten wurde und sich das Versagen auf die Lagerseite des Rahmenecks verschob, blieb die Traglast annähernd gleich und das Versagen trat in der Simulation tragwerkseitig ein. Das Verhalten der Simulation N05 korrespondiert mit jener von N04 und auch die simulierten Traglasten sind annähernd identisch. Die Simulation P04 erreicht 130.8 kN und die Simulation P05 erreicht 130.5 kN.



Abbildung 202: Spannungverteilung in der Bewehrung für Simulation N05 bei Höchstlast.

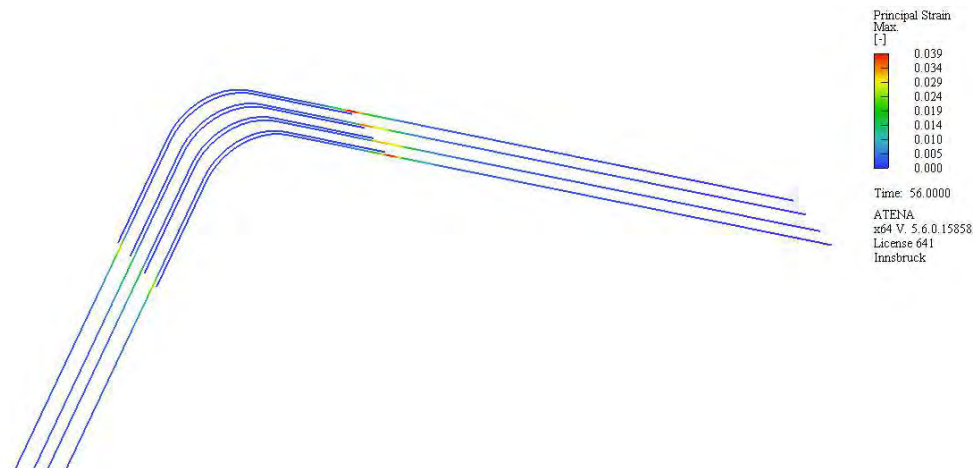


Abbildung 203: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N05 bei Höchstlast.

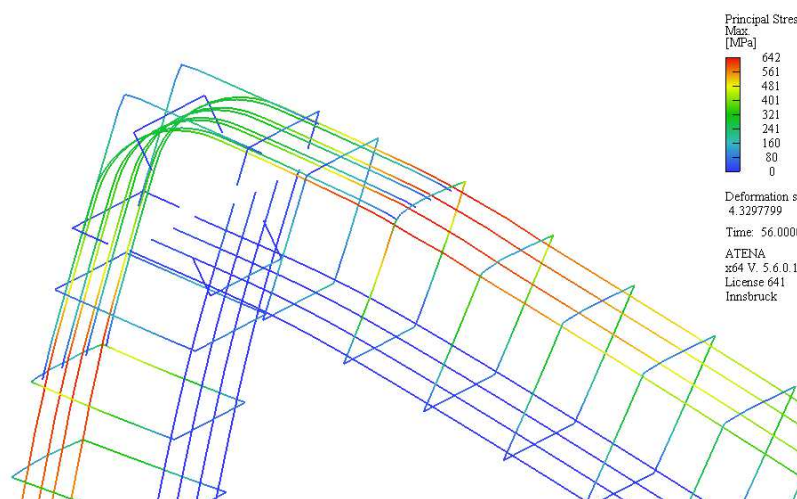


Abbildung 204: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N05 in den Stoßbereichen.

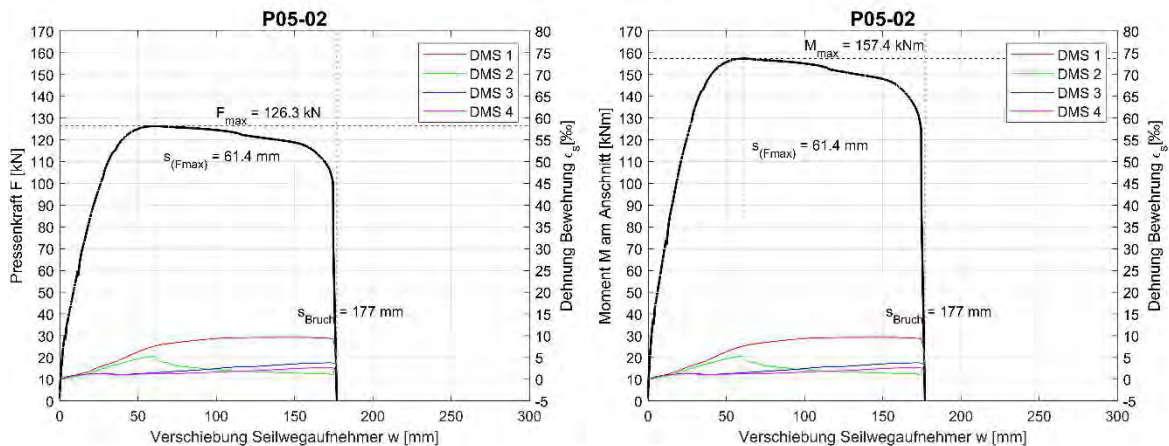


Abbildung 205: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P05-02.

7.4.5 Versuch P06 – Übergreifungsstoß mit unsymmetrischer Schlaufe

Die Last-Verschiebungs-Kurven aus dem Labor und jene aus der numerischen Simulation sind einander für Versuch P06 in Abbildung 206 gegenübergestellt. Mit einer Traglast von 120.4 kN überschätzt die Simulation die Traglast des Laborversuchs von 116.4 kN um 3.4 %. Die erreichte Gesamtverformung bis zum Abreißen der Bewehrung stimmt im numerischen Modell mit jener aus dem Laborversuch im Mittel zusammen.

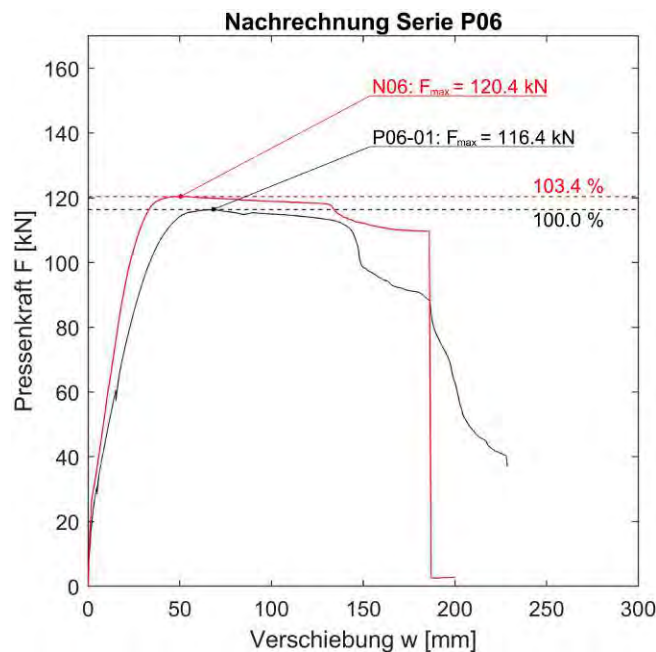


Abbildung 206: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit jener von Versuch P06.

Abbildung 207 stellt die Ansicht auf die Seitenfläche des numerisch simulierten Rahmenecks dar. Die Darstellung zeigt die Verformung, die Rissbildung und die Spannungs-

verteilung im Rahmeneck bei Erreichen der Höchstlast. Die Simulation beschreibt das im Labor beobachtete Verhalten sehr gut. Wie im Laborversuch tritt das Versagen als sekundäres Biegedruckversagen auf, welches sich auf der Tragwerkseite (im Bild rechts) ausbildet.

Die Abbildung 208 zeigt, dass sich das Rissbild in der Simulation analog zu jenem aus dem Versuch ausbildet. Die Biegerisse entlang der Schenkel werden ebenso prognostiziert wie die Risse an den Anschnitten. Wie im Versuch bilden sich auch in der Simulation vermehrt Risse an den Anschnitten. Das Versagen geht von der Risskonzentration am tragwerkseitigen Anschnitt aus. Die prognostizierte Rissweite bei Höchstlast übersteigt in der Simulation jene der Versuche etwas. So erreichten die maßgebenden Risse im Labor Werte zwischen 0.854 mm und 1.315 mm (Riss 4 und 2 in der oberen Darstellung von Abbildung 208), während in der Simulation Rissweiten von bis zu 2.5 mm erreicht werden. Die Werte wurden hier für das Höchstlastniveau verglichen. Wie im Labor bilden sich auch in der Simulation Risse auf der Lagerseite aus.

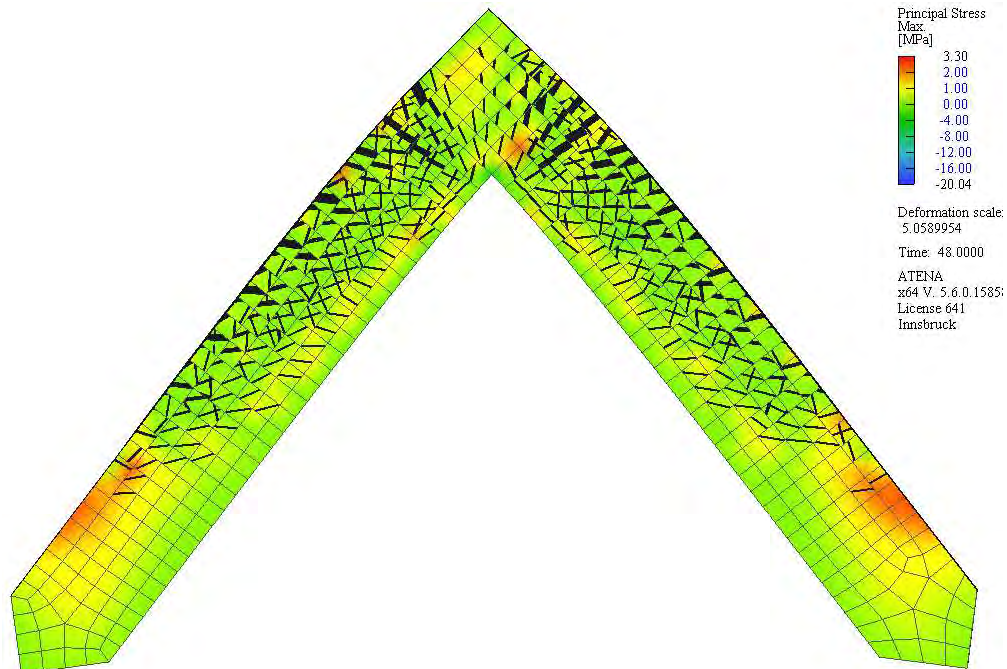


Abbildung 207: Spannungsverteilung in der Simulation N06 von Rahmeneck P06 bei Höchstlast.

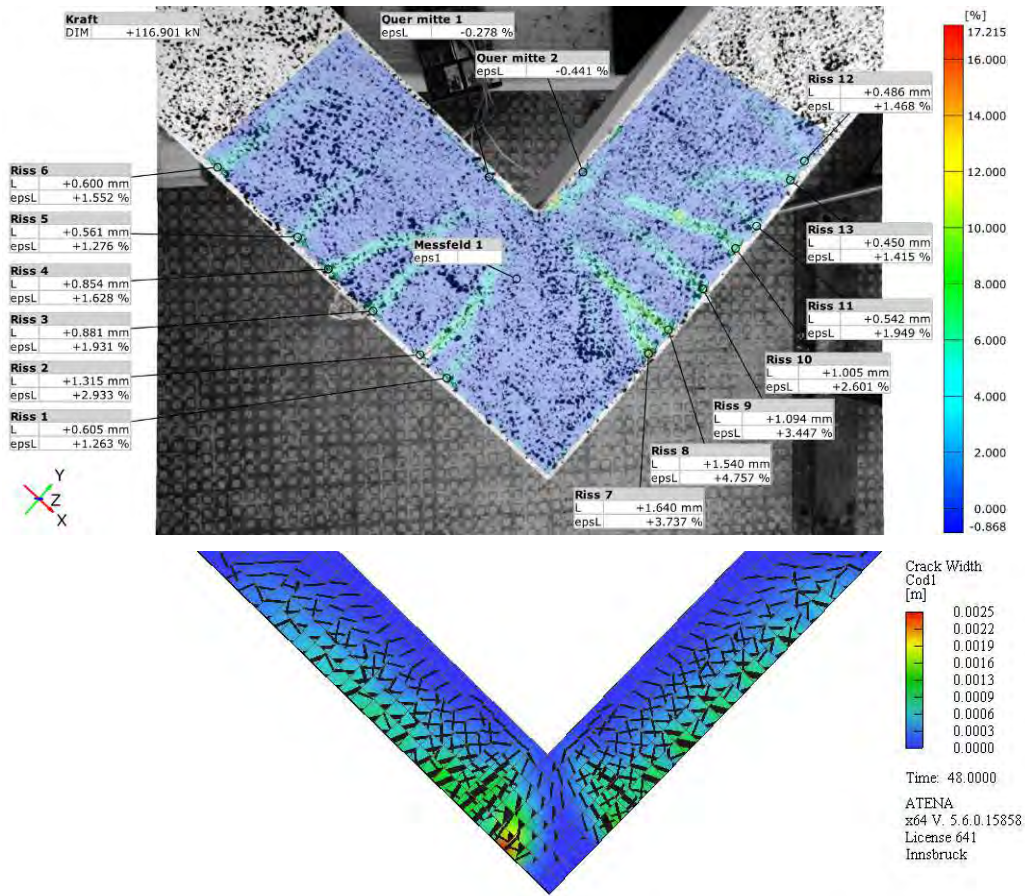


Abbildung 208: P06-01 ARAVIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N06.

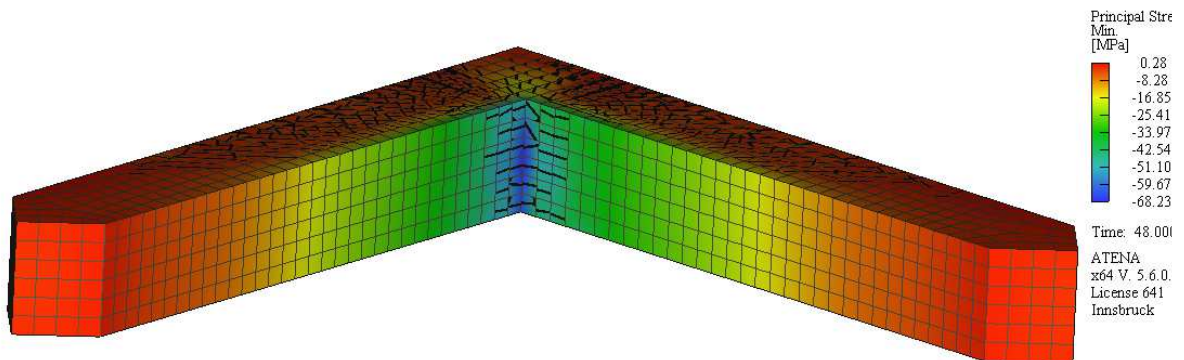


Abbildung 209: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N06 bei Höchstlast.



Abbildung 210: P06-01 Druckzone nach erfolgtem Versagen.



Abbildung 211: Schlaufenstoß nach dem erfolgten Versagen.

Abbildung 209 zeigt das Verhalten der Druckzone in der Simulation. Wie im Versuch bilden sich nach Überschreiten der Höchstlast vermehrt Risse entlang der Druckseite des Rahmenecks aus. Im Labor kam es zum lagerseitigen Druckzonenversagen. Die Simulation prognostiziert ein Druckzonenversagen, das direkt im einspringenden Eck seinen Ursprung hat und sich dann auf die Tragwerkseite verlagert. Die Spannungen liegen bei Höchstlast über den gemessenen Druckfestigkeiten aus Tabelle 28. Der mehrachsige Spannungszustand erlaubt es Spannungswerte zu erreichen, die die gemessene einachsige Druckfestigkeit überschreiten. Abbildung 210 zeigt die Druckzone von Versuchskörper P06-01 nach dem Druckzonenversagen. Abbildung 211 zeigt die Zerstörung am Rahmeneck im Zuge der Verformungssteigerung über die Höchstlast hinaus. Mit zunehmender Verformung entstanden immer größere Spaltzugkräfte im Rahmeneck, die schließlich dazu führten, dass die Ecke durch massive Spaltrisse zerstört wurde und die Biegezugbewehrung frei lag. Abbildung 212 zeigt deutlich die großen Spaltrisse im Versuch und korrespondierend dazu jene in der Simulation. Das Versagen trat im Versuch auf der Lagerseite und in der Simulation auf der Tragwerkseite ein.

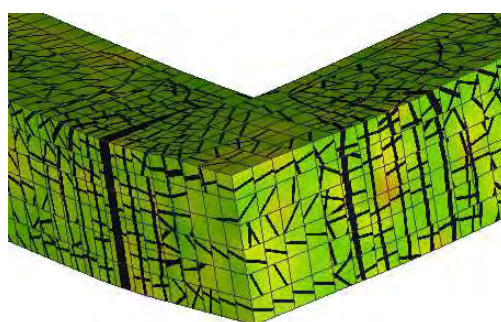


Abbildung 212: Vergleich der Spaltrisse im Nachbruch der Simulation N06 und beim zugehörigen Laborversuch P06.

Die Biegezugbewehrung kam in den Laborversuchen ins Fließen, als eine Last von etwa 100 kN erreicht war. Dasselbe Verhalten zeigt die rote Kurve in Abbildung 206. Bei Höchstlast befindet sich die Bewehrung des numerisch simulierten Versuchskörpers beidseitig des Rahmenecks im Fließen. Zuerst wird der Fließzustand dabei auf der Tragwerkseite erreicht. Abbildung 213 zeigt die Spannungsverteilung in der Bewehrung bei Erreichen der Höchstlast. Analog dazu entwickeln sich die Dehnungen in der Bewehrung, wie Abbildung 214 zeigt. Die Dehnungen konzentrieren sich dabei vor allem in den großen Biegerissen im Anschnittsbereich. Bei Höchstlast erreichen die Dehnungen Werte von bis zu 18 ‰. Die gemessenen Dehnungen von Versuch P06-01 sind in Abbildung 215 dargestellt. Für den Versuch wurden bei Höchstlast Dehnungen von etwa 22 ‰ erfasst. Die simulierten Ergebnisse korrespondieren damit mit jenen aus dem Laborversuch.

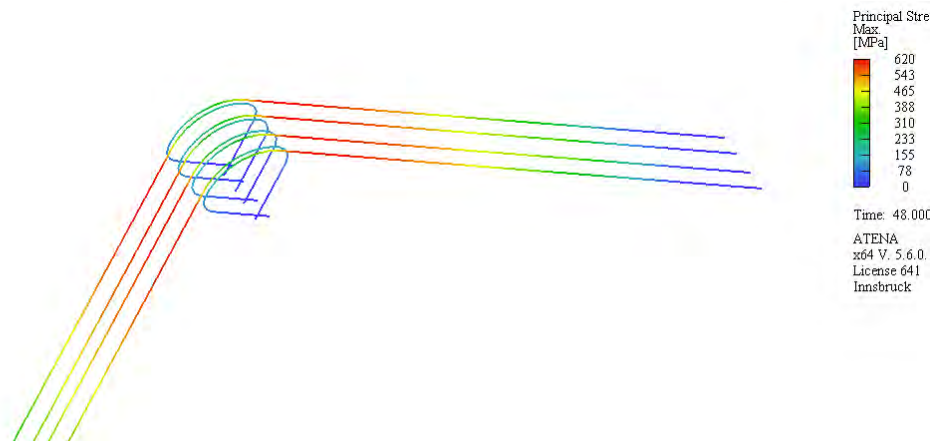


Abbildung 213: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N06 bei Höchstlast.

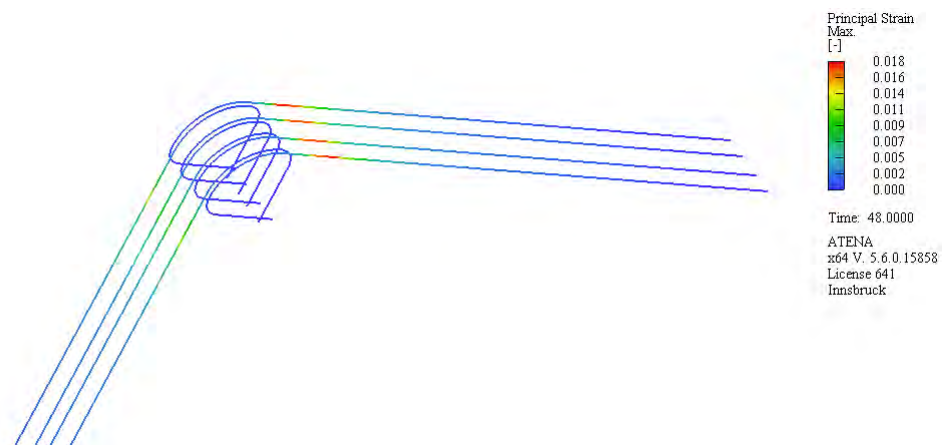


Abbildung 214: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N06 bei Höchstlast.

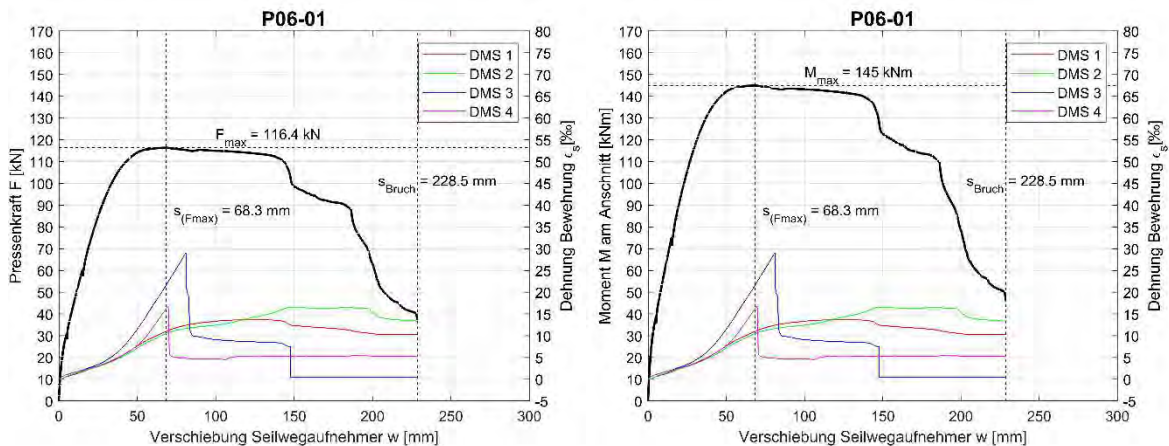


Abbildung 215: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P06-01.

7.4.6 Versuch P07 – außenliegende Verankerung

Abbildung 216 stellt die Last-Verschiebungs-Kurve von Versuch P07-01 aus dem Labor jener aus der numerischen Simulation gegenüber. Mit einer prognostizierten Traglast von 121.7 kN überschätzt die Simulation die Traglast aus dem Laborversuch von 114.8 kN um 6.0 %. Wie im Grundmodell erfolgt der Übergang in den gerissenen Zustand auch in diesem numerischen Modell bei einer geringfügig höheren Last als in den Laborversuchen und die Steifigkeit wird leicht überschätzt. Die erreichte Gesamtverformung bis zum Abreißen der Bewehrung bleibt im numerischen Modell hinter jener aus dem Laborversuch zurück.

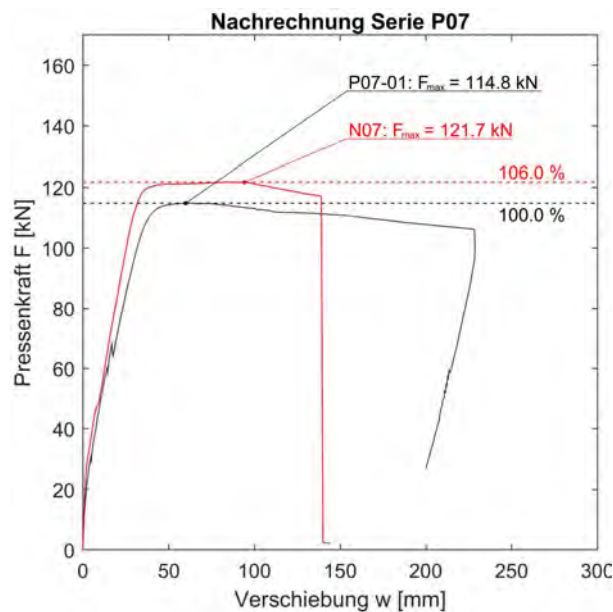


Abbildung 216: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit jener von Versuch P07.

Abbildung 216 zeigt sowohl für den Laborversuch als auch für die Simulation einen Lastabfall im Zustand 2 an. Für den Laborversuch tritt dieser bei etwa 70 kN und in der Simulation bei etwa 50 kN auf. Das Abfallen der Last fiel im Laborversuch mit der Ausbildung eines diagonalen Risses vom einspringenden Eck zur Ankerplatte der Lagerseite zusammen, siehe Abbildung 218 rechts. Ab der Ausbildung des Risses stieg die Last wieder an, jedoch mit verringerter Steifigkeit. Auch in der Simulation war die Bildung eines derartigen Diagonalrisses ursächlich für den Steifigkeitswechsel. Abbildung 217 zeigt den Eckbereich im numerischen Modell vor der Ausbildung des Diagonalrisses, während derselbe Bereich in Abbildung 218 für den nächsten Step dargestellt ist. Darin ist die Rissbildung vom einspringenden Eck zu den Ankerplatten deutlich erkennbar.

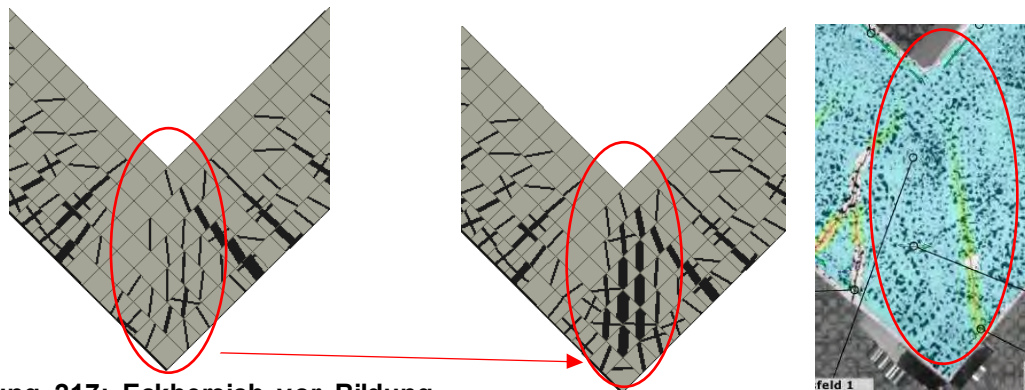


Abbildung 217: Eckbereich vor Bildung der Diagonalrisse.

Abbildung 218: Eckbereich nach Bildung der Diagonalrisse in der Numerik (links) und im Versuch (rechts).

Im Laborversuch waren die Ankerplatten so dimensioniert, dass sie nicht bis ins Eck reichten. Damit sollte verhindert werden, dass sich die Platten bei Überschreitung von Lagertoleranzen der Bewehrungen einander im Weg sind. Da die Toleranzen bei der Herstellung genau eingehalten wurden, ergab sich zwischen dem Rand der Lagerplatte und der Kante am Rahmeneck ein Abstand von einigen Millimetern. Wird dieser geringfügige Abstand im Modell berücksichtigt, so treten an den Plattenrändern Singularitätsbereiche und damit sehr hohe Spannungen auf. Diese unrealistisch hohen Spannungen führen in der Simulation zu lokalem Betonversagen, siehe Abbildung 219 links. Infolge dessen werden die Platten in das Betonvolumen gezogen und die Traglast erreicht nur etwa 80 kN und unterschätzt die im Labor erreichte Traglast daher deutlich. Die Singularitätsstellen können vermieden werden, wenn die Lagerplatte bis an die Kante des Rahmenecks modelliert wird und man den wenige Millimeter breiten Abstand vernachlässigt. In Abbildung 219 und Abbildung 220 werden die beiden Modellierungsvarianten einander gegenübergestellt. Für das fertige Modell wurde die rechte Variante gewählt.

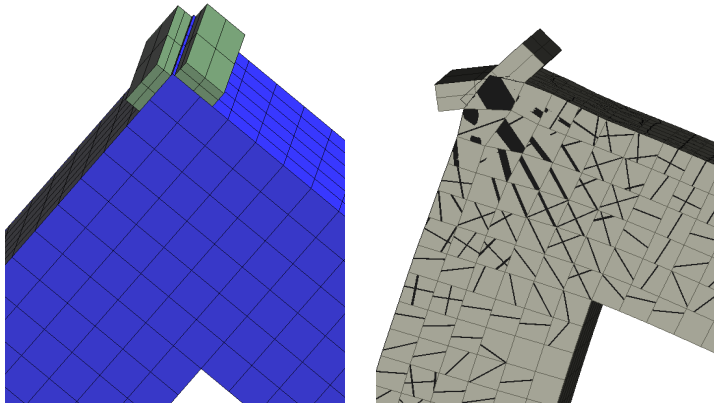


Abbildung 219: Modellierung der Ankerplatten wie im Versuch mit Abstand zur Kante des Rahmenecks (links) und mit lokalem Versagen (rechts).

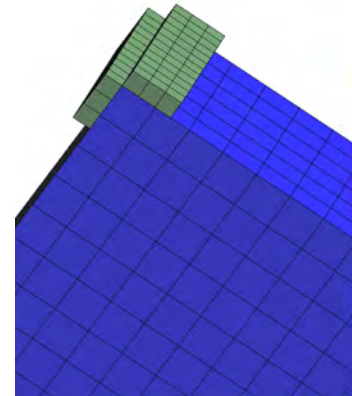


Abbildung 220: Adaptierte Modellierung der Ankerplatten.

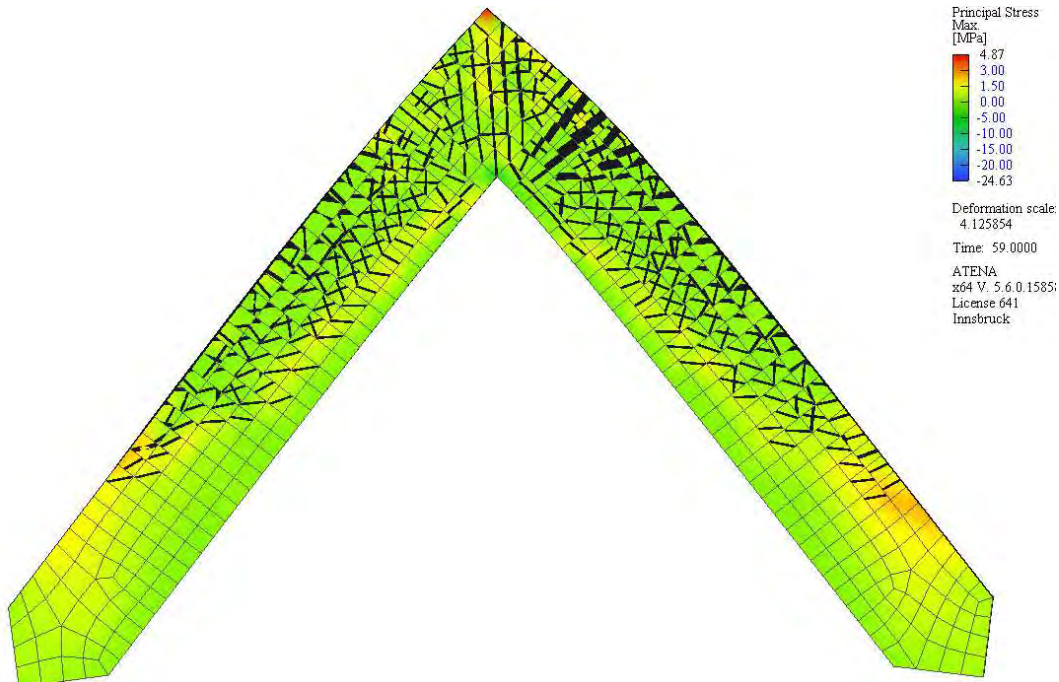


Abbildung 221: Spannungsverteilung in der Simulation N07 von Rahmeneck P07 bei Höchstlast.

Abbildung 221 zeigt eine Ansicht des numerischen Modells bei Erreichen der Höchstlast. Das Verhalten des simulierten Versuchskörpers beschreibt das im Labor beobachtete Verhalten sehr gut. Das Versagen tritt als sekundäres Biegedruckversagen auf, welches sich auf der Tragwerkseite (im Bild rechts) ausbildet. Aus Abbildung 222 ist ersichtlich, dass das Rissbild in der Simulation jenem aus dem Laborversuch sehr ähnlich ist. Die Biegerisse entlang der Schenkel werden ebenso prognostiziert wie die Risse am tragwerkseitigen Anschnitt. Auf der Lagerseite fällt die Rissbildung sowohl im Versuch als

auch in der Simulation deutlich geringer aus als auf der Tragwerkseite. Wie im Versuch führen die Risse nahe am tragwerkseitigen Anschnitt zum Versagen. Die errechneten Rissweiten bei Höchstlast sind dabei mit jenen aus dem Labor vergleichbar. So erreichten die maßgebenden Risse im Labor Werte zwischen 2.030 mm und 2.087 mm (Riss 1, Riss 2 und Riss 3 in der oberen Darstellung von Abbildung 222), während in der Simulation Rissweiten von bis zu 2.3 mm erreicht werden. Die Werte wurden hier für das Höchstlastniveau verglichen.

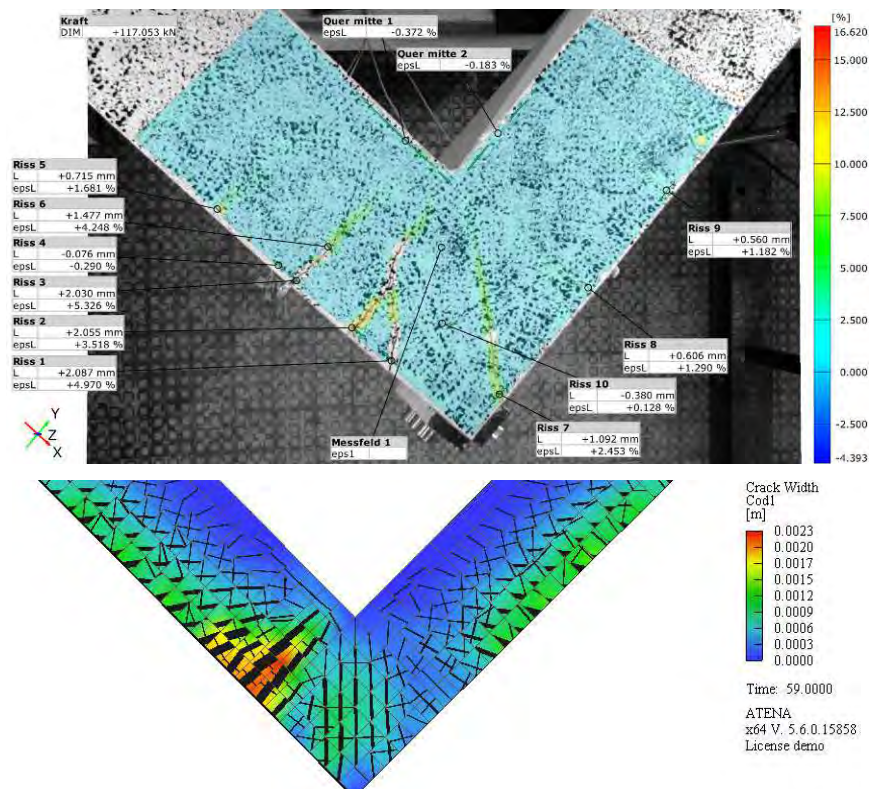


Abbildung 222: P07-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N07.

In Abbildung 223 ist die Spannungsverteilung in der Druckzone bei Höchstlast dargestellt. Wie im Labor bilden sich auch in der Simulation Risse entlang der Druckseite des Rahmenecks aus. Die Spannungen liegen bei Höchstlast im Bereich der gemessenen Druckfestigkeiten aus Tabelle 28. Der mehrachsige Spannungszustand erlaubt es Spannungswerte zu erreichen, die die gemessene einachsige Druckfestigkeit überschreiten. Abbildung 224 und Abbildung 225 zeigen die Biegezugzone und die Druckzone von Versuchskörper P07-01 nach dem Druckzonenversagen. Das Verhalten in der Simulation ähnelt dabei deutlich jenem im Labor.

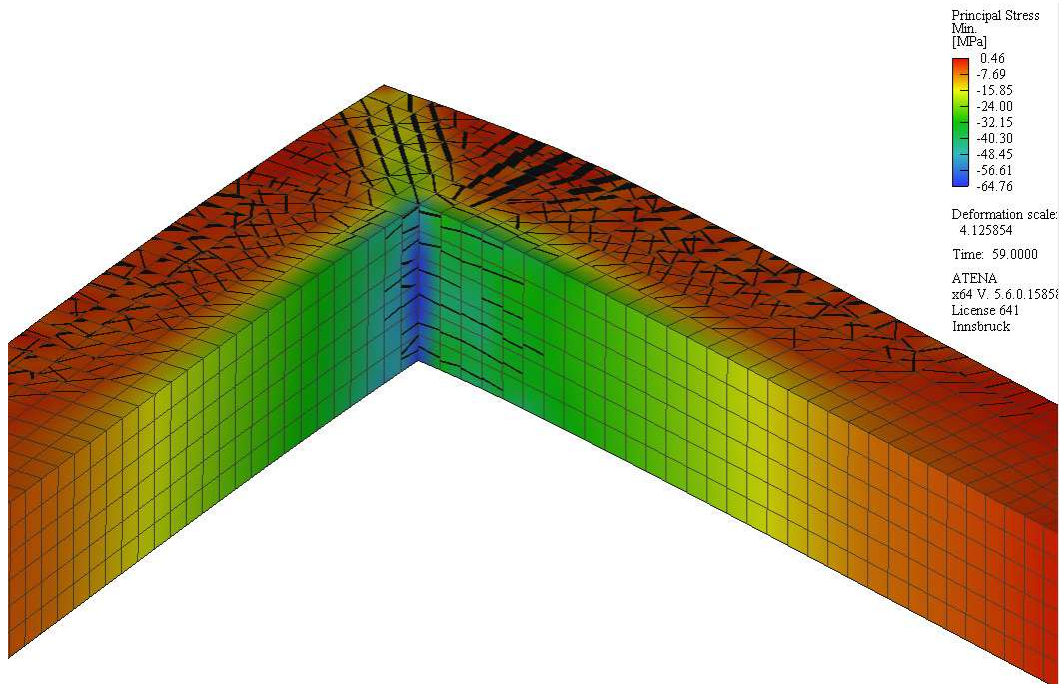


Abbildung 223: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N07 bei Höchstlast.

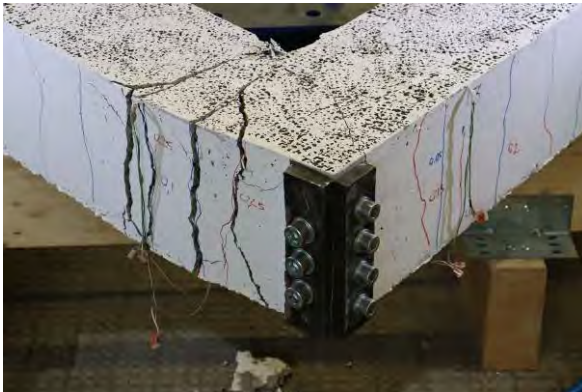


Abbildung 224: P07-01 Rissbild im Versagenszustand.



Abbildung 225: P07-01 Druckzone nach erfolgtem Versagen.

Die Biegezugbewehrung kam in den Laborversuchen ins Fließen, als eine Last von etwa 100 kN überschritten wurde. Dasselbe Verhalten zeigt die rote Kurve in Abbildung 216. Bei Höchstlast befindet sich die Bewehrung des numerisch simulierten Versuchskörpers auf der Tragwerkseite im Fließen. Die Bewehrung auf der Lagerseite wurde aus Platzgründen mit drei Stäben mit Durchmesser 20 mm ausgeführt. Durch den erhöhten Bewehrungsquerschnitt kommt die Bewehrung auf der Lagerseite bei Höchstlast nicht ins Fließen. Abbildung 226 zeigt die Spannungsverteilung in der Bewehrung bei Erreichen der Höchstlast. Analog dazu entwickeln sich die Dehnungen in der Bewehrung, wie Abbildung 227 zeigt. Die Dehnungen konzentrieren sich dabei vor allem in den großen Biegerissen. Bei Höchstlast erreichen die Dehnungen Werte von bis zu 30 ‰. Die gemessenen Deh-

nungen von Versuch P07-01 sind in Abbildung 228 dargestellt. Für den Versuch wurden bei Höchstlast Dehnungen von etwa 25 ‰ erfasst. Die simulierten Ergebnisse korrespondieren damit mit jenen aus dem Laborversuch.

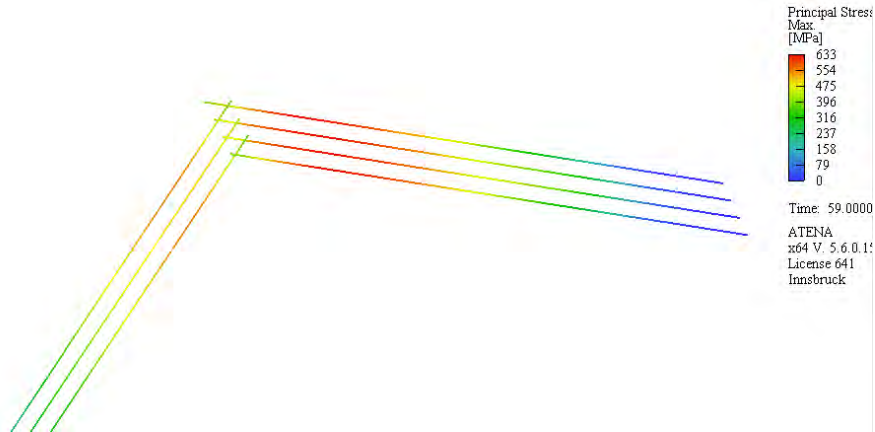


Abbildung 226: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N07 bei Höchstlast.

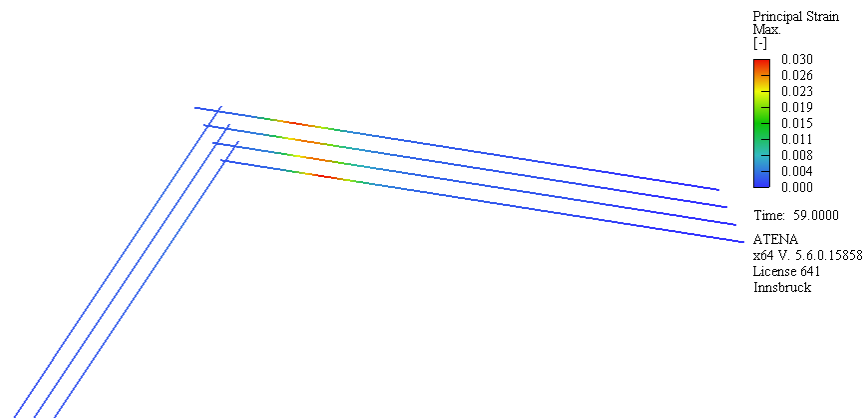


Abbildung 227: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N07 bei Höchstlast.

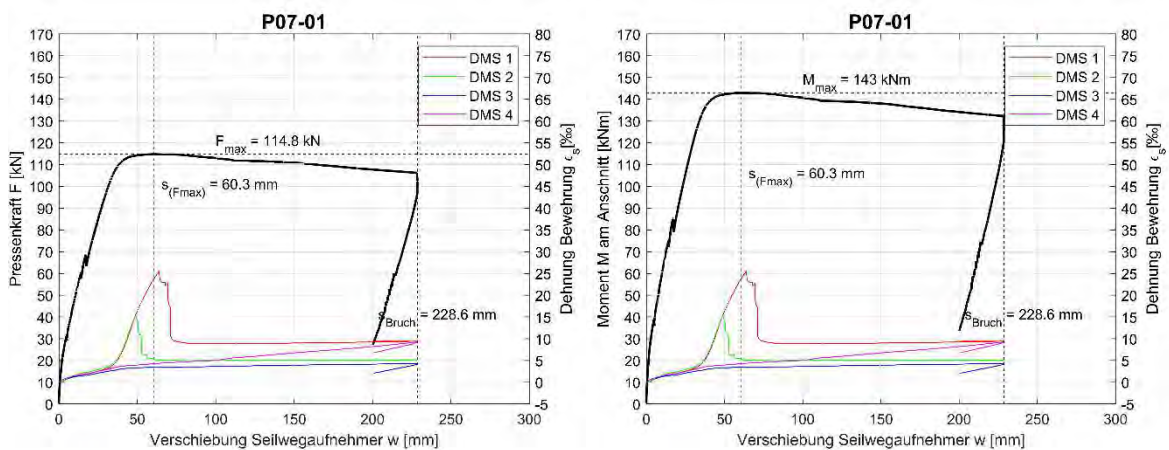


Abbildung 228: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P07-01.

7.5 Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und Simulation

7.5.1 Vergleich der Traglasten

In Abbildung 229 werden die Mittelwerte der in den Laborversuchen ermittelten Traglasten in blau mit jenen aus den numerischen Simulationen in rot verglichen. Tabelle 34 listet zusätzlich die prognostizierten Traglasten auf und vergleicht sie mit den Ergebnissen der Laborversuche. Die rechte Spalte in Tabelle 34 gibt einen Erhöhungsfaktor an, der mit den prozentualen Traglastüberschätzungen aus Abbildung 229 korrespondiert. Es zeigt sich, dass die Simulationen die Traglasten mit Abweichungen von wenigen Prozent prognostizieren. Für die Varianten mit einfachem Bewehrungsquerschnitt im Anschnittsbereich (P01, P03, P06 und P07) betragen die Traglastüberschätzungen 3.4 % bei P06 bis 6 % bei P07. Bei den Versuchsvarianten mit doppeltem Bewehrungsquerschnitt im Anschnittsbereich (P02, P04 und P05) ergeben sich teils größere Traglastüberschätzungen von 3.9 % bei P05 bis 11.0 % bei P02. Die größten Abweichungen stellen sich für den Übergreifungsstoß im Schenkel (P02) und für den Übergreifungsstoß ums Eck (P04) ein. Da der Laborversuch P05 mit Übergreifungsstoß ums Eck und z-Fuge höhere Traglasten lieferte als P04, ist die Abweichung zur Numerik geringer. Die Versuche mit Übergreifungsstoß haben die Gemeinsamkeit, dass im Anschnittsbereich höhere Bewehrungsquerschnitte zu liegen kommen. Dadurch kann die im Vergleich zu den Versuchen mit einfachem Bewehrungsquerschnitt größere Überschätzung der Traglast erklärt werden.

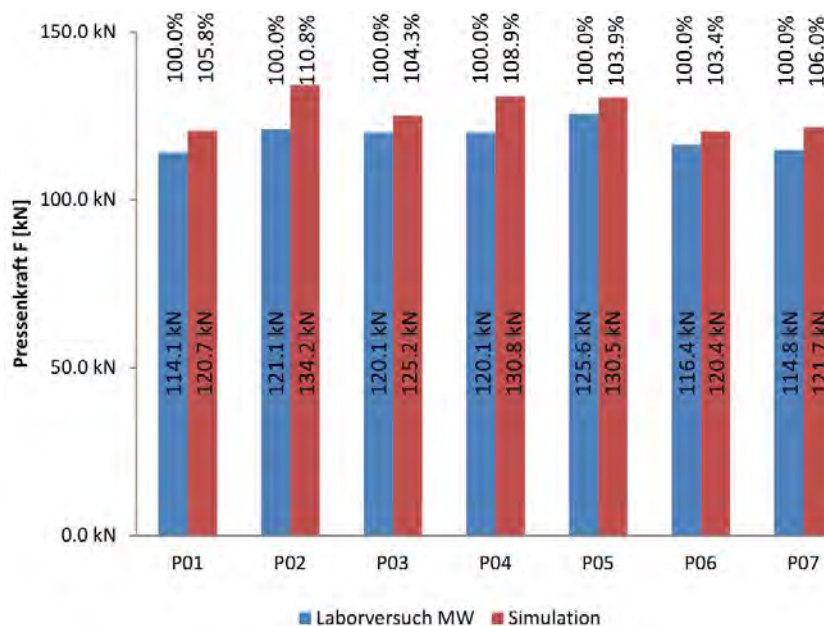


Abbildung 229: Gegenüberstellung der Traglasten aus den Laborversuchen und den numerischen Simulationen.

Tabelle 34: Tabellarische Aufstellung der Ergebnisse der Laborversuche und der zugehörigen Simulationen.

Versuch	Nr.	Versuche		Simulation	Vergleich
		Höchstlast [kN]	Höchstlast Mittelwert [kN]	Höchstlast [kN]	Erhöhungsfaktor [-]
P01	01	113.8	114.1	120.7	1.058
	02	114.0			
	03	114.5			
P02	01	119.1	121.1	134.2	1.108
	02	122.9			
	03	121.2			
P03	01	121.4	120.1	125.2	1.043
	02	120.6			
	03	118.2			
P04	01	119.2	120.1	130.8	1.089
	02	119.9			
	03	121.1			
P05	01	127.4	125.6	130.5	1.039
	02	126.3			
	03	123.0			
P06	01	116.4	116.4	120.4	1.034
P07	01	114.8	114.8	121.7	1.060

7.5.2 Vergleich der Steifigkeiten

Die Verformungen der simulierten Rahmenecken N und der zugehörigen Laborversuche P wurden für Serie P01 in Abbildung 150, für Serie P02 in Abbildung 161 sowie für Serie P03 in Abbildung 173 und für Serie P04 in Abbildung 182 verglichen. Jene von Serie P05 sind in Abbildung 195, die von Serie P06 in Abbildung 206 und die von Serie P07 in Abbildung 216 abgebildet.

Für alle Simulationen wird die Steifigkeit gegenüber den Versuchen überschätzt und der Übergang vom Zustand 1 in den Zustand 2 erfolgt in der Simulation bei einer höheren Last. In Tabelle 35 werden die mittleren Steifigkeiten der Versuche und jene der numerischen Simulationen angegeben. Die Steifigkeit im ungerissenen Zustand wird als k_1 und jene im gerissenen Zustand als k_2 bezeichnet. Die Steifigkeit k_3 im Nachbruchbereich ist ebenso angegeben. Der direkte Vergleich der Steifigkeiten k_1 im ungerissenen Zustand zeigt innerhalb der numerischen Untersuchungen nur geringfügige Abweichungen. Die Steifigkeiten im Zustand 2 k_2 sind alle höher als in den Versuchen. Die Numerik ermittelt die Referenzvariante P01 als jene mit der geringsten Steifigkeit im Zustand 2. In den Laborversuchen war die Variante mit Schlaufenstoß jene mit der geringsten Steifigkeit im Zustand 2. Insgesamt zeigen die Varianten mit Übergreifungsstoß P02, P04 und P05 in der numerischen Untersuchung alle ähnliche Steifigkeiten im Zustand 2. Die Laborversu-

che hingegen unterschieden sich in der Steifigkeit k_2 deutlich. Die Variante mit Muffen zeigt numerisch die höchste Steifigkeit k_2 , was in den Versuchen nicht beobachtet werden konnte. Für die Variante P07 mit außen liegender Verankerung konnte die Steifigkeit k_2 sehr genau prognostiziert werden. Im Nachbruchbereich zeigen die numerischen Untersuchungen eine deutliche Variation der Steifigkeit. Je nach Variante stellt sich das Nachbruchverhalten etwas anders dar. Insgesamt kann festgehalten werden, dass die Steifigkeiten in der numerischen Simulation mit hinreichender Genauigkeit beschrieben werden.

Tabelle 35: Tabellarische Aufstellung der Steifigkeiten für die Laborversuche und die Simulationen.

Versuch	Nr.	Versuche			Simulation		
		Steifigkeit Mittelwert k_1 [kN/mm]	Steifigkeit Mittelwert k_2 [kN/mm]	Steifigkeit Mittelwert k_3 [kN/mm]	Steifigkeit Mittelwert k_1 [kN/mm]	Steifigkeit Mittelwert k_2 [kN/mm]	Steifigkeit Mittelwert k_3 [kN/mm]
P01	01	14.11	3.04	-0.08	16.68	3.72	-0.05
	02						
	03						
P02	01	14.31	3.91	-0.10	15.69	4.27	-0.17
	02						
	03						
P03	01	14.22	3.02	-0.12	16.94	4.35	-0.06
	02						
	03						
P04	01	14.10	3.62	-0.07	17.07	4.28	-0.06
	02						
	03						
P05	01	14.29	3.57	-0.06	16.97	4.34	-0.10
	02						
	03						
P06	01	14.23	2.71	-0.05	16.78	3.84	-0.03
P07	01	14.14	3.33	-0.07	16.73	3.35	-0.10

7.5.3 Vergleich der Riss- und Versagensbilder

Die Untersuchung der verschiedenen Varianten in den Abschnitten 7.3 und 7.4.1 bis 7.4.6 haben gezeigt, dass die Rissbildung numerisch sehr gut erfasst werden kann. Die Entwicklung der Risse bei steigender Last und auch die Verteilung insgesamt stimmen mit den Beobachtungen aus den Laborversuchen sehr gut überein. Exemplarisch zeigt Abbildung 230 für Versuch P02-01 den Vergleich zum numerisch prognostizierten Rissbild der Simulation N02 bei Höchstlastniveau. Daraus ist zu erkennen, dass die Rissweiten der Simulation jenen des Versuchs ähnlich sind. Auch die Ausbildung der Biegerisse an den Zugseiten der Schenkel korrespondiert mit der Versuchsdurchführung. Die versagensrelevanten Risse am Anschnitt werden in der Simulation identisch zu den Rissen im Versuch prognostiziert. Auch das Versagen der Druckzone nach Überschreiten der Höchstlast wird in der Simulation sehr ähnlich zu dem im Versuch beobachteten Verhalten beschrieben. Für die Variante P03 mit Muffenstoß konnte die im Versuch beobachtete Dehnungskonzentration im Bereich des tragwerkseitigen Muffenstoßes numerisch nachvoll-

zogen werden. Im Versuch trat der maßgebende Riss direkt im Anschnitt auf, während die Simulation den Riss am Muffenende verortet.

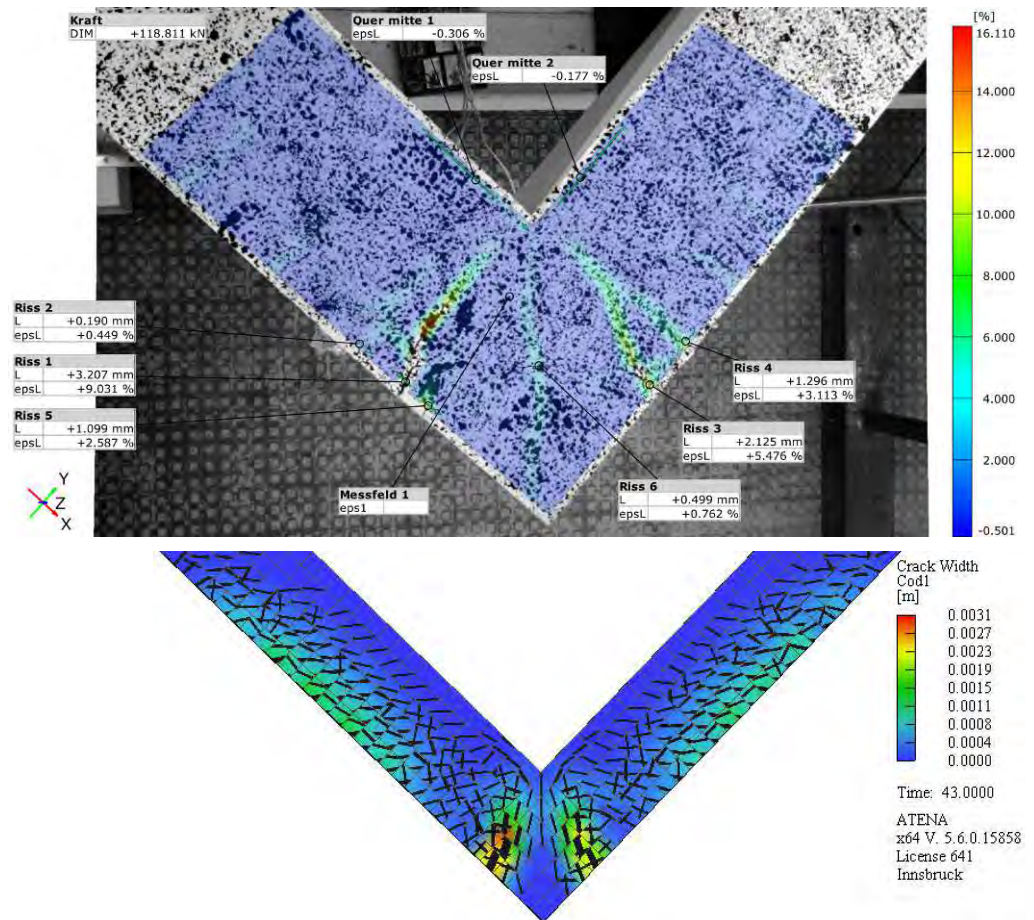


Abbildung 230: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Versuch P02-01 und Simulation N02 bei Höchstlast.

Auch für die Varianten mit Übergreifungsstoß ums Eck – P04 und P05 – konnte die Rissbildung im Stoßbereich numerisch gut beschrieben werden. In den Laborversuchen bildeten sich ausgehend von den Stoßenden große Risse aus, welche sich in Richtung einspringender Ecke ausbreiteten. Bei Verformungssteigerung über die Traglast hinaus kam es zu einer Winkeländerung zwischen den gestoßenen Stäben. Diese führte in weiterer Folge dazu, dass der Beton im Bereich des tragwerkseitigen Stoßendes großflächig zerstört wurde und abplatzte. Die Simulation beschreibt dieses Verhalten ebenso. Sie zeigt eine Konzentration der Dehnungen um das tragwerkseitige Stoßende, siehe Abbildung 184. Auch die großflächige Zerstörung des Betons im Bereich des Stoßendes kann numerisch beschrieben werden. Die Versuche ließen einen positiven Einfluss der z-förmigen Fuge auf die Traglast vermuten. Der Versagensbereich verschob sich bei den drei Laborversuchen der Serie P05 von der Tragwerkseite auf die Lagerseite in den Bereich der z-

Fuge. Numerisch kann dieses Verhalten nicht nachvollzogen werden. Der Versagensbereich bleibt im schwächsten Querschnitt am Anschnitt der Tragwerkseite und verändert sich zur Simulation N04 nur marginal. Die Numerik stützt damit das vor Versuchsdurchführung vermutete Versagensverhalten.

Die Untersuchung N06 konnte das Riss- und Versagensverhalten des Versuchs mit Schlaufenstoß qualitativ gut beschreiben. Das Rissbild stimmt sehr gut mit jenem aus dem Laborversuch überein. Auch die Spaltzugproblematik im Nachbruchbereich konnte numerisch erfasst werden, siehe Abbildung 212. Für die außenliegende Verankerung erfasst die Simulation sowohl die im Labor beobachtete Bildung des Spaltrisses im Rahmeneck als auch die damit zusammenhängende Steifigkeitsänderung in der Last-Verschiebungskurve, siehe Abbildung 216, Abbildung 217 und Abbildung 218.

Insgesamt ist das numerische Modell damit in der Lage die Rissbildung und auch die Versagensart mit hinreichender Genauigkeit zu prognostizieren.

7.5.4 Vergleich des Bewehrungsverhaltens

Abbildung 231 zeigt exemplarisch das im Labor dokumentierte Dehnungsverhalten für Versuch P01-01 im Vergleich zu den Dehnungen der Bewehrung in Simulation N01. Während im Versuch auf der Tragwerkseite etwa 24 ‰ Bewehrungsdehnung bei Erreichen der Höchstlast gemessen wurden, prognostiziert die Simulation Dehnungen von 21 ‰. Die Simulation beschreibt das im Labor beobachtete Verhalten damit sehr gut. Für alle Simulationen konnten Dehnungen bei Höchstlast prognostiziert werden, die mit den Versuchsergebnissen hinreichend genau korrespondieren.

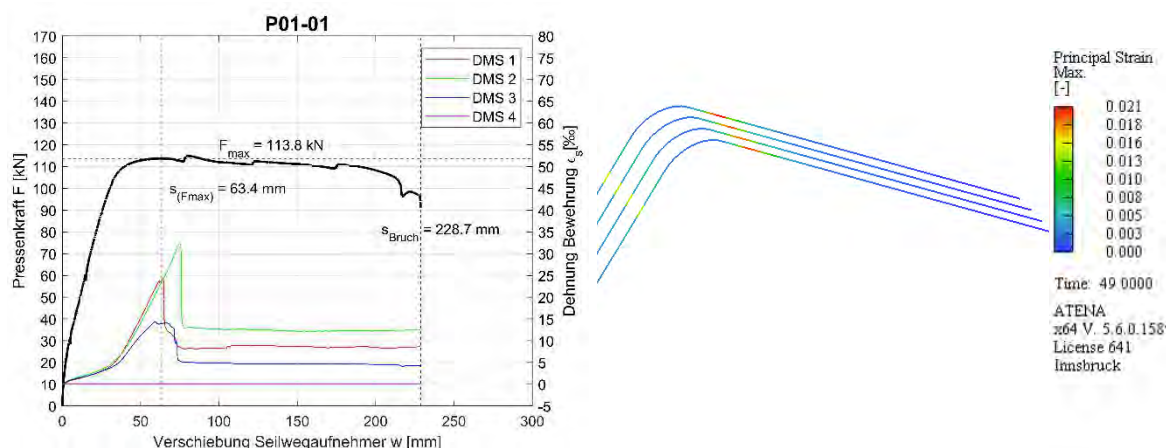


Abbildung 231: Kraft-Verschiebungs-Kurve und Bewehrungsdehnungen von Versuch P01-01 (links) und Dehnung in der Bewehrung (rechts) für Simulation N01.

7.6 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den numerischen Untersuchungen

Das im vorliegenden Bericht vorgestellte numerische Modell zur Simulation von Rahmen-ecken aus Stahlbeton beschreibt das Verhalten der im Labor geprüften Rahmenecken gut. Es kann sowohl für die Simulation der Versuche mit Biegezugbewehrung ohne Stoß (P01) als auch für die Varianten mit Übergreifungsstößen (P02, P04 und P05), für jene mit Muffenstoß (P03), mit Schlaufenstoß (P06) und mit außenliegender Verankerung (P07) verwendet werden.

Folgende Punkte können dabei hervorgehoben werden:

- Das vorrangige Ziel der durchgeführten Simulationen war die Abschätzung der Traglast. Diese wurde für alle nachgerechneten Versuche sehr gut getroffen. Die Abweichungen bewegen sich im Bereich von wenigen Prozenten. Auch die Verformungen wurden gut beschrieben.
- Das Rissbild entwickelte sich in den Simulationen analog zu den Versuchen. Sowohl die Lage der Risse als auch deren Rissweiten konnten numerisch erfasst werden.
- Die Stahldehnungen der Biegezugbewehrung wurden numerisch mit geringen Abweichungen zu den Messergebnissen aus dem Labor beschrieben.
- Die Steifigkeiten im ungerissenen sowie im gerissenen Zustand und auch im Nachbruchbereich wurden sehr ähnlich zu denen aus den Laborversuchen prognostiziert.
- Die bei den Versuchen mit z-Fuge (P05) im Labor beobachtete Laststeigerung gegenüber der Variante mit ebener Fuge (P04) konnte in der Simulation ebenso nicht nachvollzogen werden wie das Versagen auf der Lagerseite. Die Simulation versagte bei vergleichbarer Last wie N04 und in beiden Fällen auf der Tragwerkseite. Das Verhalten des simulierten Rahmenecks deckte sich mit den vor Versuchsdurchführung erwarteten Ergebnissen. Als Vorschlag für die Planung und Ausführung einer z-Fuge im Rahmeneck einer integralen Brücke ist in Anhang G ein Regelplan dargestellt.
- Die Steifigkeitsminderung in Folge von Spaltrissbildung im Eck bei Versuchs P07 wurde in der numerischen Simulation erfasst und wirkte sich analog zum Laborversuch aus.

8 ABSCHLIEßENDE BEWERTUNG

Abschließend werden die gewonnenen Erkenntnisse zusammengefasst und die untersuchten Varianten nochmals miteinander verglichen. Grundlage für die dabei durchgeführte Bewertung sind die Wirtschaftlichkeitsanalyse aus Abschnitt 4.2 und die Ergebnisse der Versuchsdurchführung aus Abschnitt 6.

Nach Abschluss der Literaturstudie in Abschnitt 3 und anschließender Entwicklung der Bewertungsmatrix wurden die Themenblöcke für das weitere Vorgehen definiert:

- Optimierung des Übergreifungsstoßes
- Abweichung von der traditionellen Betonierreihenfolge
- Muffen und Schweißen

Die Optimierung des Übergreifungsstoßes führte zu einer Ausführungsvariante mit optimierter Positionierung der Stöße und daraus resultierenden geringeren Auskragungsweiten der Eckbewehrung. Aus der Idee der Abweichung von der traditionellen Betonierreihenfolge wurden die Variante mit umgekehrter Errichtung und jene mit monolithischer Bauweise entwickelt. Die Idee den Stoß direkt in das Rahmeneck oder in die Lagerwand zu versetzen führte zu den Varianten mit der Fuge in der Lagerwand und zu der Verwendung einer z-förmigen Arbeitsfuge. Sieben Varianten wurden in einer Wirtschaftlichkeitsanalyse untersucht, siehe Abschnitt 4.2. Die Schweißverbindungen wurden lediglich theoretisch abgehandelt. Von ihrer Tragfähigkeit her ist zu erwarten, dass die Schweißverbindung gleichwertige Ergebnisse wie die Muffenverbindung erreicht. Je nach Ausführung des Schweißstoßes ergeben sich unterschiedliche Steifigkeiten. Bei einem Laschenstoß wird, bedingt durch den doppelten Stabquerschnitt im Eckanschnittsbereich eine höhere Steifigkeit auftreten als beispielsweise bei einem Stumpfstoß. Die Verbindung von Stäben mit Muffen wurde ausführlich theoretisch untersucht und anschließend wurden im Labor aus Gründen der Verfügbarkeit exemplarisch verschraubte Pressmuffen vom System Modix [41] verwendet. Es wird angenommen, dass andere Muffensysteme zu vergleichbaren Ergebnissen führen würden.

8.1 Abschließende Betrachtungen zu den Versuchsergebnissen

Aus den oben angeführten Punkten wurde das 17 Versuchskörper umfassende Versuchsprogramm abgeleitet, siehe Abschnitt 6.1. Die versuchstechnisch untersuchten Ausführungsvarianten waren jene mit durchgehender Biegezugbewehrung (P01), mit Übergreifungsstoß im Schenkel (P02), mit Muffenstoß (P03) sowie mit Übergreifungsstoß ums Eck mit ebener Betonierfuge (P04) und mit z-förmiger Betonierfuge (P05). Auch die

Ausführung eines unsymmetrischen Schlaufenstoßes (P06) und die außenliegende Endverankerung (P07) wurden betrachtet. Die Versuche an Rahmenecken haben gezeigt, dass mit allen untersuchten Varianten annähernd gleiche Traglasten erzielt werden konnten. Keine der Stoßvarianten lieferte eine geringere Traglast als die Referenzkonfiguration P01 mit durchgehender Eckbewehrung, welche den in einigem Abstand zum Eck ausgebildeten Übergreifungsstoß im gering belasteten Bereich repräsentierte. Es konnte gezeigt werden, dass die untersuchten Varianten für die Praxis als gleichwertig hinsichtlich der erreichbaren Traglast einzustufen sind. Die Betrachtungen in der Bewertungsmatrix haben aufgezeigt, dass es beispielsweise hinsichtlich der Konstruktionsqualität jedoch Unterschiede gibt. So sind etwa die Möglichkeiten der Qualitätssicherung nicht für alle Muffensysteme gleichwertig. Vorteilhaft sind hier jene Systeme die eine optische Überprüfmöglichkeit der Verbindungsgüte, z.B. in Form eines Ringspaltes, bieten. Gerade die richtige Herstellung der Verbindung konnte bei den Muffen als wichtiger Arbeitsschritt identifiziert werden. Für die Erzielung der vollen Tragfähigkeit der Muffenverbindung müssen die einzelnen Muffenstücke sowohl miteinander als auch mit den Bewehrungsstäben entsprechend verbunden werden. Dies setzt eine Einschulung der Mitarbeiter voraus um zu verhindern, dass bei diesem wichtigen Arbeitsschritt Fehler passieren. Der Ringspalt muss beispielsweise durch Aufbringen eines definierten Drehmomentes geschlossen sein und darf nicht aus Bequemlichkeit nur handfest angezogen werden. Geht man bei den Muffenstößen jedoch davon aus, dass diese schon ab Werk vorbereitet werden, eine Zulassung besitzen und auf der Baustelle sorgfältig verbaut werden, so kann man sie sowohl aus Sicht der Tragfähigkeit als auch aus Sicht Arbeitssicherheit als gleichwertig zu den restlichen Stoßvarianten betrachten. Bezogen auf die Kosten sind gerade die Steckmuffen teuer, diese werden aber ohnehin eher für Sanierungen angewendet und sind im Neubau nicht sehr verbreitet.

Der Übergreifungsstoß direkt im Eck führt zu einer erhöhten Bewehrungskonzentration im Rahmeneck, bietet aber die Möglichkeit sehr kurzer Auskragungslängen. Gleichzeitig kann der Arbeitsraum weitgehend freigehalten werden. Um den Stoß auf der Baustelle ausführen zu können ist es erforderlich die Fuge entweder komplett in die Lagerwand hinunter zu verschieben oder alternativ eine z-Fuge auszuführen. Die Fuge zu versetzen verursacht einen deutlich höheren Schalaufwand und erschwert die Ausrichtung und Abstützung der Tragwerkschalung. Bei der z-Fuge hingegen liegt die Tragwerkschalung direkt innen am oberen Ende der Lagerwand. Die Untersuchungen im Labor haben gezeigt, dass die z-förmige Fuge bezüglich der Tragfähigkeit zu keinen Nachteilen führt, sie

scheint sich durch die größere Fugenfläche sogar eher günstig auszuwirken. In den Versuchen wurden mit z-Fuge (P05) höhere Traglasten erreicht als bei der Ausführung mit ebener Fuge (P04). Es wird angenommen, dass dieser Effekt durch eine gleichmäßigere Spannungsumlagerung in Folge des ums Eck laufenden Betons des Tragwerkschenkels bewirkt wurde und dadurch, dass die Fuge nicht komplett im höchst belasteten Bereich lag. Die Ausführung der Schalung sollte bei der z-Fuge jedoch vorher geplant werden.

Der Stoß mit unsymmetrischen Schlaufen erreichte dieselbe Traglast wie die restlichen Varianten. Im gerissenen Zustand (ZII) ergab sich jedoch eine deutlich geringere Steifigkeit der Schenkel und das Nachbruchverhalten war durch eine völlige Zerstörung des Ecks durch Aufspalten gekennzeichnet. Zudem kann mit dieser Stoßvariante bei geringen Bauteildicken die vorgeschriebene Übergreifungslänge oft nicht eingehalten werden. Bei größeren Bauteildicken geht der Schlaufenstoß dann über in die Variante mit Stoß direkt ums Eck wobei der Stoß dann vollständig in der Tragwerksplatte zu liegen kommt. Aus Sicht der Versuche ist der Variante mit Stoß ums Eck der Vorzug gegenüber jener mit Schlaufe zu geben.

Die außenliegende Verankerung lieferte annähernd dieselbe Traglast wie die Referenzkonfiguration. Die Spannungen konnten sehr gut um die Rahmenecke umgelenkt werden und es kam zu keiner negativen Beeinflussung von Traglast oder Verformungsvermögen. Als nachteilig kann bei dieser Variante angesehen werden, dass die Sicherstellung von ausreichendem Korrosionsschutz deutlich aufwändiger ist als bei den Varianten mit innenliegender Bewehrung und Verankerung. Bei großen Bauteilen kann dieses Problem umgangen werden indem die Verankerung in die Betondeckung verlegt wird. Je nach der Art der Ausführung kann dadurch jedoch auch statische Nutzhöhe verloren gehen, wenn die Betondeckung alleine nicht ausreicht, um die Verankerung von großen Stabdurchmessern unterzubringen. Alternativ kann eine Ausführung ähnlich zur Verankerung von Spanngliedern gewählt und die Verankerung in einer Betonkonsole verbaut werden. Die außenliegende Verankerung stellt also durchaus eine Variante mit hohem Potential dar. In weiteren Untersuchungen sollte der Einsatz von außenliegenden Verankerungen tiefgreifender untersucht werden. Auch der Anschluss von Stützen an Tragwerke könnte mit Ankerplatten bewerkstelligt werden. Für die Verstärkung von Rahmenecken würde sich beispielsweise der Einsatz von Betonschrauben mit außenliegender Verankerung anbieten.

Aus Gründen der Skalierung wurde in den Versuchen für alle Varianten die Ausführung eines 100 %-Stoßes gewählt. 100%-Stöße sind im Brückenbau jedenfalls ungünstig, können aber nicht immer gänzlich vermieden werden. Sie führen zu einer erhöhten Kon-

zentration der Bewehrung in einem Schnitt, was sich bei mehrlagiger Bewehrungsführung noch verstärkt. Auch die Rissbildung ist beim 100%-Stoß ungünstiger als bei versetzten Stößen, da es zu Konzentrationen der Risse am Stoßende kommt, siehe [9]. In der aktuellen Ausgabe der ÖNORM B 1992-2:2019-05 wird unter *Punkt 10.1.5 Stöße von Stahleinlagen* folgendes definiert:

„Stöße der Bewehrung für den Anschluss von Stützen und Widerlagern, an Fundamenten und Überbauten (z.B. Rahmenecken), sowie in Stützen und Widerlagern selbst, dürfen als Vollstoß ausgeführt werden.“

Die EN1991-1-1 Pkt 8.7.2 (4) erachtet einen 100%-Stoß bei einer üblichen 2 lagigen (mehrlagige) Rahmeneckbewehrung nicht als zulässig. Gemäß der obigen Formulierung aus ÖNORM B 1992-2:2019-05 kann ein 100 %-Stoß in Rahmenecken zulässig sein. Ob sich ein solcher Stoß, angesichts der ohnehin hohen Bewehrungsgrade umsetzen lässt ist jedoch in jedem Fall von den Details und Randbedingungen des jeweiligen Rahmenecks abhängig. Gerade als Stoß direkt im Eck (P04 und P05) bietet er sich aber beispielsweise an. Die Konzentration der Risse in Folge des 100 %-Stoßes konnte bei den Versuchen mit Übergreifungsstößen (P02, P04, P05) beobachtet werden. Bei versetzter Ausführung am realen Bauwerk ist mit einer Reduktion dieses Effektes zu rechnen.

Die Versuche an Rahmenecken haben gezeigt, dass mit allen untersuchten Varianten annähernd gleiche Traglasten erzielt werden konnten. Somit können die versuchstechnisch untersuchten Varianten für die Praxis als gleichwertig hinsichtlich der Tragfähigkeit eingestuft werden.

8.2 Abschließende Betrachtungen zur Wirtschaftlichkeitsanalyse

In der Wirtschaftlichkeitsanalyse wurden die Varianten Herkömmliche Bauweise, Fuge in Widerlager, Fuge als z-Variante, Umgekehrte Errichtung, Muffen, Alternative Bewehrungsführung und Monolithische Bauweise betrachtet. Diese werden in Abschnitt 4.2 detailliert beschrieben. Der Kostenvergleich diente dabei ausschließlich der prozentuellen Abschätzung für die unterschiedlichen Herstellungsarten im Zuge des Forschungsprojektes. Es wurden daher nur die relevanten Betonbau-Positionen betrachtet.

Die Variante 1 – Herkömmliche Bauweise bezeichnet die Ausführung mit weit auskragender Eckbewehrung gemäß der betrachteten Referenzbrücke.

Bei Variante 2 – Fuge in Widerlagerwand wird die Betonierfuge in der Widerlagerwand nach unten verschoben. Die Fuge befindet sich auf derselben Höhe wie die Unterkante der z-Fuge aus Variante 3.

Für die Variante 3 – Fuge in z-Variante wurde eine Fuge gemäß Versuchskörper P05 vorgesehen.

In Variante 4 – Umgekehrte Errichtung des Tragwerkes wird zuerst der Überbau errichtet und erst im Anschluss die Lagerwände.

Um die Auskragungslängen weiter zu verkürzen wurde in Variante 5 – Muffen der Stoß mittels mechanischer Muffenverbindung hergestellt.

Die Variante 6 – Alternative Ausführung bezeichnet dieselbe Ausführung wie Variante 1 aber mit optimiertem Übergreifungsstoß.

Bei der monolithischen Ausführung aus Variante 7 werden der Überbau und die Lagerwände in einem Guss hergestellt.

In Tabelle 22 ist das Ergebnis des Kostenvergleiches entsprechend der Reihung der einzelnen Alternativen dargestellt. Die Ergebnisse können infolge veränderter Geometrie etc. stark abweichen und dadurch kann es zu einer anderen Reihung kommen. Die Variante 5 – Muffen und die Variante 6 – Alternative Ausführung sind aus bauausführender Sicht zu bevorzugen, da diese Methoden in der Ausschreibungsphase kalkulatorisch am besten erfassbar sind.

Die Betrachtung zeigt, dass die optimierte Variante mit alternativer Bewehrungsführung am günstigsten abschneidet. Aus Kostensicht ist damit der herkömmliche Übergreifungsstoß zu bevorzugen. Für eine effektive, kostengünstige und arbeitssicher Ausführung ist dabei konstruktiv auf eine Minimierung der Auskragungslänge hinzuwirken.

8.3 Abschließende Bewertung der Alternativen

Im Folgenden wird eine abschließende Bewertung der Varianten mit Hilfe der Bewertungsmatrix aus Abschnitt 4.3 durchgeführt. Dazu werden nur mehr jene Varianten herangezogen die sich im Zuge der Untersuchungen als vielversprechend erwiesen haben.

Jene Varianten die keine Zulassung für den Europäischen Markt besitzen oder in der ersten Beurteilung in Abschnitt 4.3 ausgeschlossen wurden, sind hier nicht mehr enthalten. Aufbauend auf den Erkenntnissen der Versuche wurden die ausgewählten Varianten nochmalig neu bewertet um abschließend gegenübergestellt zu werden. Die verbliebenen Varianten sind der Übergreifungsstoß im niedrig belasteten Bereich, der versetzte Übergreifungsstoß in der Lagerwand und der Übergreifungsstoß direkt im Rahmeneck. Bedingt durch die Versucherkenntnisse wurde zu den Übergreifungsstößen zusätzlich der Schlaufenstoß in die Bewertung mit aufgenommen. Weiters sind in der Bewertung die Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden, die Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten und die Verankerung mit außen liegenden Ankerkopfplatten sowie der Schweißstoß, der Steckmuffenstoß und der Muffenstoß mit Gewindestäben enthalten. In der ursprünglichen Bewertung wurde sowohl für den Pressmuffenstoß, als auch für den Stoß mit aufgeschnittenem Gewinde von einer Herstellung der gesamten Verbindung vor Ort ausgegangen. Da in der Praxis aber in der Regel eher Lösungen mit Vorfertigung ab Werk und Verschraubung der Verbindung vor Ort zur Anwendung kommen wurden die beiden Lösungen jeweils um eine Variante mit Herstellung ab Werk und Verschraubung vor Ort ergänzt.

Getroffene Anpassungen gegenüber der ursprünglichen Bewertung:

- Für den Übergreifungsstoß versetzt in die Lagerwand 1.2 wurde für den Bewehrungsgrad eine Punktezah von 10 (vormals 5) vergeben, da sich der Stoß gegenüber 1.1 im besseren Verbundbereich befindet.
- Für den Übergreifungsstoß direkt im Rahmeneck 1.3 wurden für die Konstruktionsqualität 10 Punkte (vormals 15) vergeben, da die Lösung konstruktiv weniger gut ist als Version 1.1. Für die Anwendbarkeit bis zu $\varnothing 36\text{mm}$ wurden 10 von 20 Punkten vergeben (vormals 0 Punkte), da eine Anwendbarkeit durchaus möglich ist, jedoch zu hohen Bewehrungskonzentrationen führt. Auch die Punkte für die Notwendigkeit spezieller Ausrüstung wurden angepasst, da die Versuche ergeben haben, dass eine Installation einfach möglich ist.
- Für die Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden 1.4 wurde für den Bewehrungsgrad eine Punktezah von 10 (vormals 5) vergeben, da sich der Stoß in der Lagerwand und damit gegenüber 1.1 im besseren Verbundbereich befindet.
- Der Schlaufenstoß 1.5 wurde in die Bewertung mit aufgenommen.
- Die Punkte für die Anwendbarkeit bis zu $\varnothing 36\text{mm}$ wurden für den Muffenstoß mit Gewindestäben 2.1 von vormals 20 Punkten auf 15 Punkte reduziert, da große Stabdurchmesser sehr große Muffendurchmesser zur Folge haben.
- Der vormals als Muffenstoß mit aufgeschnittenem Gewinde bezeichnete Stoß wurde zur Variante mit Herstellung vor Ort 2.2a. Eine Variante 2.2b mit Herstellung ab Werk und Verschraubung vor Ort wurde zusätzlich aufgenommen.

- Der vormals als Pressmuffenstoß bezeichnete Stoß wurde zur Variante mit Herstellung vor Ort 2.3a. Eine Variante 2.3b mit Herstellung ab Werk und Verschraubung vor Ort wurde zusätzlich aufgenommen.
- Für die innen liegende Verankerung 5.1 wurde die Punktezahl für den Platzbedarf im Bauteil auf 5 (vormals 15) reduziert, da die Nutzhöhe durch die Verankerung reduziert wird. Auch für die Konstruktionsqualität wurden nunmehr lediglich 5 Punkte (vormals 10) vergeben, da die Verankerung die Lastumleitung erschwert.
- Basierend auf den Erkenntnissen aus den Versuchen wurde die Punkteverteilung für die Variante mit außenliegender Verankerung 5.2 angepasst. Für die Ausgleichsmöglichkeiten wurden 15 Punkte vergeben, da die Versuche gezeigt haben, dass ein Ausgleich sehr gut möglich ist. Auch die ursprünglich mit 10 Punkten bewertete Stabschwächung wurde auf 15 Punkte erhöht, da die in den Versuchen angewandte Möglichkeit des Einsatzes von Muffen und Schraubbolzen als Befestigung ursprünglich nicht berücksichtigt wurde. Gleichzeitig wurde die Punktezahl für die Konstruktionsqualität auf 5 Punkte reduziert (vormals 10), da die Variante bei Brücken nur bedingt einsetzbar ist.
- Sowohl für die innen- wie auch für die außenliegende Verankerung wurde, basierend auf den Erkenntnissen aus den Versuchen bei Sicherheit nun die volle Punktezahl vergeben.

Tabelle 36: Zusammenfassende Auswertung der Bewertungsmatrizen.

Zusammenfassung der Bewertung	ausgewogen		Kosten		Arbeitssicherheit		Konstruktion / Tragfähigkeit	
	Reihung	Bewertung	Reihung	Bewertung	Reihung	Bewertung	Reihung	Bewertung
Variante								
1.2 Versetzter Übergreifungsstoß in der Lagerwand	1	90.50	3	85.00	2	95.00	1	90.00
1.4 Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden	2	82.50	4	70.00	5	80.00	1	90.00
1.1 Übergreifungsstoß im gering beanspruchten Bereich	3	82.00	1	95.00	6	65.00	4	77.50
2.4 Steckmuffenstoß	4	81.00	7	55.00	1	100.00	3	80.00
2.3b Pressmuffenstoß (Herstellung ab Werk und verschraubt vor Ort)	5	79.25	5	65.00	4	85.00	2	82.50
1.3 Übergreifungsstoß direkt im Rahmeneck	6	78.50	2	90.00	3	90.00	8	57.50
2.1 Muffenstoß mit Gewindestäben	6	78.50	4	70.00	2	95.00	5	75.00
2.2b Muffenstoß mit aufgeschnittenem Gewinde (Herstellung ab Werk)	7	77.50	5	65.00	2	95.00	6	72.50
2.2a Muffenstoß mit aufgeschnittenem Gewinde (vor Ort hergestellt)	8	75.50	5	65.00	2	95.00	6	72.50
5.1 Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten	9	73.00	6	60.00	1	100.00	7	65.00
5.2 Verankerung mit außen liegenden Ankerkopfplatten	10	72.50	8	45.00	1	100.00	5	75.00
2.3a Pressmuffenstoß (vor Ort hergestellt)	11	71.25	5	65.00	7	60.00	2	82.50
1.5 Schlaufenstoß	12	69.50	2	90.00	3	90.00	9	45.00
3.1 Schweißstoß	13	63.50	5	65.00	8	55.00	4	77.50

Gewichtung	ausgewogen	Kosten	Arbeitssicherheit	Konstruktion / Tragfähigkeit
Kosten	20%	100%	0%	0%
Stand der Technik	5%	0%	0%	0%
Qualitätssicherung	5%	0%	0%	0%
Konstruktionsqualität	20%	0%	0%	50%
Arbeitssicherheit	20%	0%	100%	0%
Tragfähigkeit	20%	0%	0%	50%
Akzeptanz in der Praxis	10%	0%	0%	0%
	100%	100%	100%	100%

In Tabelle 24 sind die Ergebnisse der finalen Auswertung der Bewertungsmatrizen zusammengefasst. Die Gewichtung erfolgte nach dem unten in der Tabelle beschriebenen Schema als *ausgewogen*, nach *Kosten*, nach *Arbeitssicherheit* und nach *Konstruktion und Tragfähigkeit*. Die Varianten mit gleicher Punkteanzahl wurden jeweils mit derselben Reihung versehen. Es zeigt sich, dass je nach gewähltem Gewichtungsschwerpunkt durchaus verschiedene Alternativen in den Fokus rücken. Die ausführlichen Bewertungen der einzelnen Varianten sind in Tabelle 37 bis Tabelle 50 dargestellt.

Aus Sicht einer ausgewogenen Beurteilung schneiden die Übergreifungsstöße in der Lagerwand und im gering beanspruchten Bereich und die Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden am besten ab. Das obere Mittelfeld bilden die Muffenstöße. Am schlechtesten schneiden aus dieser Bewertungssicht der Schlaufenstoß und der Schweißstoß ab.

Beurteilt man die Varianten nach ihren Kosten so finden sich die Übergreifungsstöße im gering beanspruchten Bereich, direkt im Rahmeneck, in der Lagerwand und die Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden unter den Favoriten. Der Schlaufenstoß ist aus Kostensicht ebenso im Spitzenfeld zu verorten. Bedingt durch die Muffenpreise schneiden die Muffenverbindungen hier schlechter ab als die restlichen Varianten. Auch die außenliegende Verankerung kommt durch die Kosten für Material und Wartung im hinteren Bereich der Bewertung zu liegen.

Aus Sicht der Arbeitssicherheit schneiden der Steckmuffenstoß und die Varianten mit innen- und außenliegender Verankerung sehr gut ab. Auch der Übergreifungsstoß in der Lagerwand und die ab Werk vorbereiteten und auf der Baustelle finalisierten Muffenverbindungen liegen hier im Spitzenfeld. Die Variante mit umgekehrter Errichtung birgt höhere Gefahren als die konventionellen Varianten. Der herkömmliche Übergreifungsstoß im niedrig beanspruchten Bereich wird aufgrund der großen Auskragungen und der dadurch erforderlichen Arbeit unter überhängenden Bewehrungsstäben schlecht bewertet. Der vor Ort mit Presse hergestellte Pressmuffenstoß und der Schweißstoß werden durch die Gefahren beim Pressenbetrieb und beim Schweißen als Schlusslichter dieser Bewertung eingestuft.

Werden die Qualität von Konstruktion und die Tragfähigkeit als Kriterium der Bewertung herangezogen so liegen der Übergreifungsstoß in der Lagerwand und die umgekehrte Errichtung des Tragwerkes ebenso im Spitzenfeld wie der Pressmuffenstoß und der Steckmuffenstoß. Der Übergreifungsstoß im Rahmeneck und der Schlaufenstoß schneiden hier am schlechtesten ab.

Abschließend kann festgehalten werden, dass der herkömmliche Übergreifungsstoß im gering belasteten Bereich eine sehr gute Variante darstellt, sofern die konstruktiven Regeln eingehalten werden und eine Minimierung der Auskragungslänge angestrebt wird. Doch auch die Verlegung des Stoßes in das Eck oder die Lagerwand sind gut anwendbare Alternativen. Insbesondere die Verwendung der z-förmigen Fuge hat sich in den Ver-

suchen als vielversprechende Möglichkeit zur Unterbringung des Stoßes im Rahmeneck präsentiert. Die Verwendung von Muffen bietet viele Vorteile und ist gerade aus Sicht der Arbeitssicherheit als gute Variante einzustufen. Dabei macht es bei entsprechender Beachtung der in den Zulassungen angegebenen Anforderungen nicht viel Unterschied welche Muffenverbindung gewählt wird. Auch die außenliegende Verankerung hat sich als Alternative erwiesen, die durchaus versuchstechnisch weiterverfolgt werden sollte.

8.3.1 Detaillierte Endbewertung der Alternativen

8.3.1.1 Variante 1.1 Übergreifungsstoß im niedrig belasteten Bereich

Tabelle 37: Finale Bewertung des Übergreifungsstoßes im niedrig belasteten Bereich (herkömmliche Variante)

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	70	75	sehr kostengünstig im Vergleich zu den restlichen Varianten	95
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden – übliche Lösung	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	50	50	Optische Lagekontrolle	100
Aufwand für Qualitätsprüfung	50	50	Kein zusätzlicher Aufwand	
Platzbedarf im Bauteil	15	20	Stäbe liegen nebeneinander – Nutzhöhe unverändert	55
Konstruktionsqualität	20	20	Konstruktiv gute Lösung	
Bewehrungsgrad	5	20	Doppelte Dichte im Stoßbereich	
Ausgleichsmöglichkeiten	15	20	Lageausgleich mit geringem Aufwand möglich	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	0	20	Gemäß Konstruktionsregeln ist ein Setzen im hochbeanspruchten Bereich zu vermeiden	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	10	30	Reduziert in Folge der Auskragung	65
Schutzmaßnahmen erforderlich	30	40	in Folge der teils großen Auskragungen	
Gefährdung	25	30	in Folge der teils großen Auskragungen	
Schlupf	20	20	Kein Schlupf	100
Tragfähigkeit	20	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	20	20	Keine	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	20	20	Keine	
Anwendbar bis zu Ø36mm	20	20	Ja	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	50	50	Nein	90
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	15	25	In Folge der Auskragungen	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	25	25	nein	
Gesamtbewertung in Prozent				82.00 / 100

8.3.1.2 Variante 1.2 Versetzter Übergreifungsstoß in Lagerwand

Tabelle 38: Finale Bewertung des Versetzten Übergreifungsstoßes in der Lagerwand

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	60	75	kostengünstig im Vergleich zu den restlichen Varianten – Schalung etwas aufwändiger als bei 1.1 und 1.3	85
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden – übliche Lösung	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	50	50	Optische Lagekontrolle	100
Aufwand für Qualitätsprüfung	50	50	Kein zusätzlicher Aufwand	
Platzbedarf im Bauteil	15	20	Stäbe liegen nebeneinander – Nutzhöhe unverändert	80
Konstruktionsqualität	20	20	Konstruktiv gute Lösung	
Bewehrungsgrad	10	20	Doppelte Dichte im Stoßbereich, aber besserer Verbundbereich als bei 1.1	
Ausgleichsmöglichkeiten	15	20	Lageausgleich mit geringem Aufwand möglich	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	20	20	Liegt direkt im hochbelasteten Bereich	95
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	25	30	Geringfügig reduziert durch bereits stehende Eckschalung	
Schutzmaßnahmen erforderlich	40	40	keine	
Gefährdung	30	30	keine	100
Schlupf	20	20	Kein Schlupf	
Tragfähigkeit	20	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	20	20	Keine	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	20	20	Keine	
Anwendbar bis zu Ø36mm	20	20	Ja	85
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	50	50	Nein	
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	10	25	Wie 1.1 aber zusätzlicher Aufwand für Schalung und Eck	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	25	25	nein	
Gesamtbewertung in Prozent				90.50 / 100

8.3.1.3 Variante 1.3 Übergreifungsstoß direkt im Rahmeneck

Tabelle 39: Finale Bewertung des Übergreifungsstoßes direkt im Rahmeneck

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	65	75	kostengünstig im Vergleich zu den restlichen Varianten – Schalung etwas aufwändiger als bei 2.1.1	90
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	50	50	Optische Lagekontrolle	100
Aufwand für Qualitätsprüfung	50	50	Kein zusätzlicher Aufwand	
Platzbedarf im Bauteil	15	20	Stäbe liegen nebeneinander – Nutzhöhe unverändert	45
Konstruktionsqualität	10	20	Etwas weniger gute Lösung als 1.1 und 1.2	
Bewehrungsgrad	5	20	Doppelte Dichte im Stoßbereich	
Ausgleichsmöglichkeiten	5	20	Aufwand erhöht, da Stoß in der Ecke	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	10	20	Liegt direkt im hochbelasteten Bereich / nicht ideal da 90 Grad abgewinkelt	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	20	30	Reduziert in Folge der Auskrugung, wenn auch weniger als bei 1.1	90
Schutzmaßnahmen erforderlich	40	40	keine	
Gefährdung	30	30	keine	
Schlupf	10	20	Schlupf	70
Tragfähigkeit	10	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	20	20	Keine	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	20	20	Keine	
Anwendbar bis zu Ø36mm	10	20	Ja, aber eingeschränkt durch hohe Bewehrungskonzentration im Eck.	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	50	50	Nein	95
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	20	25	Wie 1.1 aber zusätzlicher Aufwand für Schalung und Eck	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	25	25	Keine	
Gesamtbewertung in Prozent				78.50 / 100

8.3.1.4 Variante 1.4 Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden

Tabelle 40: Finale Bewertung der Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	45	75	Aufwand für steiferes Lehrgerüst, Schalung, Abdichtung der Durchführungen, etc.	70
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	50	50	Optische Lagekontrolle	100
Aufwand für Qualitätsprüfung	50	50	Kein zusätzlicher Aufwand	
Platzbedarf im Bauteil	15	20	Stäbe liegen nebeneinander – Nutzhöhe unverändert	80
Konstruktionsqualität	20	20	Innovative Lösung, konstruktiv gut	
Bewehrungsgrad	10	20	Doppelte Dichte im Stoßbereich, aber Überreifung in der Lagerwand und damit besserer Verbundbereich	
Ausgleichsmöglichkeiten	15	20	Lageausgleich mit geringem Aufwand möglich	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	20	20	Liegt direkt im hochbelasteten Bereich	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	30	30	Nicht reduziert	80
Schutzmaßnahmen erforderlich	30	40	geringfügig	
Gefährdung	20	30	geringfügig	
Schlupf	20	20	Kein Schlupf	100
Tragfähigkeit	20	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	20	20	Keine	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	20	20	Keine	
Anwendbar bis zu Ø36mm	20	20	Ja	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	30	50	Schalungsdurchführungen, Lagekontrollen, Sicherheit gegen Ausweichen zur Seite, etc.	65
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	10	25	Nötig in deutlichem Umfang	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	25	25	keine	
Gesamtbewertung in Prozent				82.50 / 100

8.3.1.5 Variante 1.5 Schlaufenstoß

Tabelle 41: Finale Bewertung des Schlaufenstoßes

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	65	75	sehr kostengünstig im Vergleich zu den restlichen Varianten	90
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden – übliche Lösung	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	50	50	Optische Lagekontrolle	100
Aufwand für Qualitätsprüfung	50	50	Kein zusätzlicher Aufwand	
Platzbedarf im Bauteil	15	20	Stäbe liegen nebeneinander – Nutzhöhe unverändert	40
Konstruktionsqualität	5	20	Konstruktiv mäßige Lösung bei dünnen Platten	
Bewehrungsgrad	5	20	Doppelte Dichte im Stoßbereich	
Ausgleichsmöglichkeiten	5	20	Lageausgleich nur mit Aufwand möglich	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	10	20	Gemäß Konstruktionsregeln ist ein Setzen im hochbeanspruchten Bereich zu vermeiden	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	20	30	Geringe Einschränkungen	90
Schutzmaßnahmen erforderlich	40	40	Keine	
Gefährdung	30	30	Keine	
Schlupf	10	20	Schlupf infolge kurzer Übergreifung	50
Tragfähigkeit	0	20	Eingeschränkt infolge kurzer Übergreifung	
Stabschwächung	20	20	Keine	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	20	20	Keine	
Anwendbar bis zu Ø36mm	0	20	Ja	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	10	50	Nachweise für kurze Übergreifungslängen erforderlich	55
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	20	25	In Folge der Schlaufen	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	25	25	nein	
Gesamtbewertung in Prozent				69.50 / 100

8.3.1.6 Variante 2.1 Muffenstoß mit Gewindestäben

Tabelle 42: Finale Bewertung des Muffenstoßes mit Gewindestäben

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	45	75	erhöhte Kosten durch Verwendung von Muffen und Sonderstäben	70
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden – übliche Lösung	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	40	50	Muffe muss auf guten Sitz und Lösbarkeit überprüft werden	70
Aufwand für Qualitätsprüfung	30	50	Nur mit zusätzlichem Aufwand möglich	
Platzbedarf im Bauteil	10	20	Achse in Dickenrichtung verschoben - Nutzhöhe	70
Konstruktionsqualität	20	20	Konstruktiv gute Lösung	
Bewehrungsgrad	20	20	Kein erhöhter Bewehrungsgrad	
Ausgleichsmöglichkeiten	5	20	In begrenztem Umfang möglich – Gewinde müssen zueinander in richtiger Lage sein	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	15	20	Gemäß Zulassung möglich, aber wenn möglich zu vermeiden	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	25	30	Benötigt Raum für Werkzeug	95
Schutzmaßnahmen erforderlich	40	40	Keine besonderen Maßnahmen erforderlich	
Gefährdung	30	30	Keine Gefährdung	
Schlupf	15	20	Gemäß Zulassung geringfügiger Schlupf vorhanden	80
Tragfähigkeit	20	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	20	20	Keine	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	10	20	Im Bereich der Muffe	
Anwendbar bis zu Ø36mm	15	20	Ja, aber sehr große Muffendurchmesser	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	40	50	geringfügig	70
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	15	25	In höherem Umfang	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	15	25	In höherem Umfang	
Gesamtbewertung in Prozent				78.50 / 100

8.3.1.7 Variante 2.2a Muffenstoß Muffenstoß mit aufgeschnittenem Gewinde – vor Ort hergestellt

Tabelle 43: Finale Bewertung des Muffenstoßes mit aufgeschnittenem Gewinde – vor Ort hergestellt

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	40	75	erhöhte Kosten durch Verwendung von Muffen und Aufschneiden der Gewinde	65
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden – übliche Lösung	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	40	50	Muffe muss auf guten Sitz und Lösbarkeit überprüft werden	70
Aufwand für Qualitätsprüfung	30	50	Nur mit zusätzlichem Aufwand möglich	
Platzbedarf im Bauteil	10	20	Achse in Dickenrichtung verschoben - Nutzhöhe	70
Konstruktionsqualität	20	20	Konstruktiv gute Lösung	
Bewehrungsgrad	20	20	Kein erhöhter Bewehrungsgrad	
Ausgleichsmöglichkeiten	5	20	In begrenztem Umfang möglich – Gewinde müssen zueinander in richtiger Lage sein	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	15	20	Gemäß Zulassung möglich, aber wenn machbar zu vermeiden	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	25	30	Benötigt beschränkt Raum für Werkzeug	95
Schutzmaßnahmen erforderlich	40	40	Keine besonderen Maßnahmen erforderlich	
Gefährdung	30	30	Keine Gefährdung	
Schlupf	15	20	Gemäß Zulassung geringfügiger Schlupf vorhanden	75
Tragfähigkeit	20	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	10	20	Durch aufgeschnittenes Gewinde	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	10	20	Durch Kerbwirkung der Gewindegänge	
Anwendbar bis zu Ø36mm	20	20	Ja	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	40	50	geringfügig	60
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	10	25	In höherem Umfang	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	10	25	In höherem Umfang	
Gesamtbewertung in Prozent				75.50 / 100

8.3.1.8 Variante 2.2b Muffenstoß mit aufgeschnittenem Gewinde – ab Werk hergestellt und vor Ort verschraubt

Tabelle 44: Finale Bewertung des Muffenstoßes aufgeschnittenem Gewinde – ab Werk hergestellt und vor Ort verschraubt

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	40	75	erhöhte Kosten durch Verwendung von Muffen und Aufschneiden der Gewinde	65
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden – übliche Lösung	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	40	50	Muffe muss auf guten Sitz und Lösbarkeit überprüft werden	70
Aufwand für Qualitätsprüfung	30	50	Nur mit zusätzlichem Aufwand möglich	
Platzbedarf im Bauteil	10	20	Achse in Dickenrichtung verschoben - Nutzhöhe	70
Konstruktionsqualität	20	20	Konstruktiv gute Lösung	
Bewehrungsgrad	20	20	Kein erhöhter Bewehrungsgrad	
Ausgleichsmöglichkeiten	5	20	In begrenztem Umfang möglich – Gewinde müssen zueinander in richtiger Lage sein	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	15	20	Gemäß Zulassung möglich, aber wenn machbar zu vermeiden	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	25	30	Benötigt beschränkt Raum für Werkzeug	95
Schutzmaßnahmen erforderlich	40	40	Keine besonderen Maßnahmen erforderlich	
Gefährdung	30	30	Keine Gefährdung	
Schlupf	15	20	Gemäß Zulassung geringfügiger Schlupf vorhanden	75
Tragfähigkeit	20	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	10	20	Durch aufgeschnittenes Gewinde	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	10	20	Durch Kerbwirkung der Gewindegänge	
Anwendbar bis zu Ø36mm	20	20	Ja	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	40	50	geringfügig	80
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	20	25	In geringem Umfang	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	20	25	In geringem Umfang	
Gesamtbewertung in Prozent				77.50 / 100

8.3.1.9 Variante 2.3a Pressmuffenstoß – vor Ort hergestellt

Tabelle 45: Finale Bewertung des Pressmuffenstoßes – vor Ort hergestellt

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	40	75	erhöhte Kosten durch Verwendung von Muffen	65
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden – übliche Lösung	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	30	50	Muffe muss auf guten Sitz und Lösbarkeit überprüft werden – Prozessparameter wie Druck, Zeit	55
Aufwand für Qualitätsprüfung	25	50	Nur mit deutlichem Aufwand möglich	
Platzbedarf im Bauteil	10	20	Achse in Dickenrichtung verschoben - Nutzhöhe	70
Konstruktionsqualität	15	20	Konstruktiv vertretbare Lösung	
Bewehrungsgrad	20	20	Kein erhöhter Bewehrungsgrad	
Ausgleichsmöglichkeiten	10	20	In begrenztem Umfang möglich – Stäbe müssen zueinander in richtiger Lage sein	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	15	20	Gemäß Zulassung möglich, aber wenn machbar zu vermeiden	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	10	30	Benötigt Raum für Presse	60
Schutzmaßnahmen erforderlich	30	40	In geringem Umfang	
Gefährdung	20	30	Gefährdung durch Hantieren mit der Presse	
Schlupf	15	20	Gemäß Zulassung geringfügiger Schlupf vorhanden	95
Tragfähigkeit	20	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	20	20	Keine	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	20	20	Keine	
Anwendbar bis zu Ø36mm	20	20	Ja	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	30	50	In begrenztem Umfang zur Bedienung	55
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	15	25	In höherem Umfang	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	10	25	In deutlichem Umfang	
Gesamtbewertung in Prozent				71.25 / 100

8.3.1.10 Variante 2.3b Pressmuffenstoß – ab Werk hergestellt und vor Ort verschraubt

Tabelle 46: Finale Bewertung des Pressmuffenstoßes – ab Werk hergestellt und vor Ort verschraubt

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	40	75	erhöhte Kosten durch Verwendung von Muffen	65
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden – übliche Lösung	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	40	50	Muffe muss auf geschlossenen Ringspalt hin kontrolliert werden	65
Aufwand für Qualitätsprüfung	25	50	Nur mit deutlichem Aufwand möglich	
Platzbedarf im Bauteil	10	20	Achse in Dickenrichtung verschoben - Nutzhöhe	70
Konstruktionsqualität	15	20	Konstruktiv vertretbare Lösung	
Bewehrungsgrad	20	20	Kein erhöhter Bewehrungsgrad	
Ausgleichsmöglichkeiten	10	20	In begrenztem Umfang möglich – Stäbe müssen zueinander in richtiger Lage sein	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	15	20	Gemäß Zulassung möglich, aber wenn machbar zu vermeiden	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	25	30	Benötigt beschränkt Raum für Werkzeug	85
Schutzmaßnahmen erforderlich	30	40	In geringem Umfang	
Gefährdung	30	30	Keine	
Schlupf	15	20	Gemäß Zulassung geringfügiger Schlupf vorhanden	95
Tragfähigkeit	20	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	20	20	Keine	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	20	20	Keine	
Anwendbar bis zu Ø36mm	20	20	Ja	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	40	50	In begrenztem Umfang zur richtigen Montage	80
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	20	25	In geringem Umfang	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	20	25	In geringem Umfang	
Gesamtbewertung in Prozent				79.25 / 100

8.3.1.11 Variante 2.4 Steckmuffenstoß

Tabelle 47: Finale Bewertung des Steckmuffenstoßes

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	30	75	erhöhte Kosten durch Verwendung von teuren Steckmuffen	55
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	100	100	Vorhanden – übliche Lösung	100
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	40	50	Muffe muss auf guten Sitz und Lösbarkeit überprüft werden	80
Aufwand für Qualitätsprüfung	40	50	Nur mit zusätzlichem Aufwand möglich	
Platzbedarf im Bauteil	15	20	Achse in Dickenrichtung verschoben - Nutzhöhe	75
Konstruktionsqualität	20	20	Konstruktiv gute Lösung	
Bewehrungsgrad	20	20	Kein erhöhter Bewehrungsgrad	
Ausgleichsmöglichkeiten	5	20	In begrenztem Umfang möglich – Gewinde müssen zueinander in richtiger Lage sein	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	15	20	Gemäß Zulassung möglich, aber wenn machbar zu vermeiden	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	30	30	Setzbar mit geringem Platzbedarf	100
Schutzmaßnahmen erforderlich	40	40	Keine	
Gefährdung	30	30	Keine	
Schlupf	15	20	Gemäß Zulassung geringfügiger Schlupf vorhanden	85
Tragfähigkeit	20	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	15	20	Geringfügig durch Eindringen der Bolzen	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	15	20	Geringfügig durch Kerbwirkung	
Anwendbar bis zu Ø36mm	20	20	Ja	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	45	50	Sehr geringfügig	90
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	25	25	keine	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	20	25	In geringem Umfang	
Gesamtbewertung in Prozent				81.00 / 100

8.3.1.12 Variante 3.1 Schweißstoß

Tabelle 48: Finale Bewertung des Schweißstoßes

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	40	75	Durch Sonderverfahren, Arbeit, Schutzmaßnahmen	65
Erhaltungskosten	20	20	Keine erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	50	100	Nicht vorhanden, aber anzustreben	50
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	50	50	Sehr schwer prüfbar	60
Aufwand für Qualitätsprüfung	10	50	Sehr umfangreich – z.B. Röntgen	
Platzbedarf im Bauteil	20	20	Kein erhöhter Platzbedarf	80
Konstruktionsqualität	15	20	Erprobte Lösung abseits des Brückenbaus	
Bewehrungsgrad	15	20	erhöhter Bewehrungsgrad	
Ausgleichsmöglichkeiten	10	20	In begrenztem Umfang möglich – Stäbe müssen zueinander in richtiger Lage sein	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	20	20	möglich	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	15	30	hoher Platzbedarf für Arbeiten	55
Schutzmaßnahmen erforderlich	20	40	umfangreich	
Gefährdung	20	30	erhöht	
Schlupf	20	20	Kein Schlupf	75
Tragfähigkeit	20	20	Nicht eingeschränkt	
Stabschwächung	15	20	geringfügig	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	10	20	deutlich	
Anwendbar bis zu Ø36mm	10	20	bedingt	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	10	50	umfangreich	30
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	10	25	umfangreich	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	10	25	umfangreich	
Gesamtbewertung in Prozent				63.50 / 100

8.3.1.13 Variante 5.1 Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten

Tabelle 49: Finale Bewertung der Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	45	75	Durch Material	60
Erhaltungskosten	10	20	erhöhten Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	50	100	Nicht vorhanden - anzustreben	50
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	40	50	Erschwert prüfbar	80
Aufwand für Qualitätsprüfung	40	50	umfangreich	
Platzbedarf im Bauteil	5	20	Achse in Dickenrichtung verschoben - Nutzhöhe	65
Konstruktionsqualität	5	20	Bedingt einsetzbar	
Bewehrungsgrad	20	20	Kein erhöhter Bewehrungsgrad	
Ausgleichsmöglichkeiten	15	20	Mit geringem Aufwand möglich	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	20	20	möglich	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	30	30	Kein erhöhter Platzbedarf	100
Schutzmaßnahmen erforderlich	40	40	Keine besonderen Maßnahmen	
Gefährdung	30	30	Keine	
Schlupf	15	20	Schlupf nicht auszuschließen	65
Tragfähigkeit	5	20	eingeschränkt	
Stabschwächung	10	20	Durch Gewinde oder Schweißung	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	15	20	geringfügig	
Anwendbar bis zu Ø36mm	20	20	ja	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	40	50	geringfügig	85
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	25	25	keine	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	20	25	geringfügig	
Gesamtbewertung in Prozent				73.00 / 100

8.3.1.14 Variante 5.2 Verankerung mit außen liegenden Ankerkopfplatten

Tabelle 50: Finale Bewertung der Verankerung mit außen liegenden Ankerkopfplatten

Kriterium	Pkt.	mögl. Pkt.	Begründung	Σ
Herstellkosten	45	75	Durch Material, Sonderplatten	45
Erhaltungskosten	0	20	umfangreiche Erhaltungskosten	
Rückbaukosten	5	5	Keine erhöhten Rückbaukosten	
Zulassung für Brückenbau	50	100	Nicht vorhanden - anzustreben	50
Überprüfbarkeit der Verbindungsgüte	40	50	Mit geringfügigem Aufwand prüfbar	80
Aufwand für Qualitätsprüfung	40	50	geringfügig	
Platzbedarf im Bauteil	20	20	Kein zusätzlicher Platzbedarf	80
Konstruktionsqualität	5	20	Bedingt einsetzbar	
Bewehrungsgrad	20	20	Kein erhöhter Bewehrungsgrad	
Ausgleichsmöglichkeiten	15	20	Mit geringem Aufwand möglich	
Setzbarkeit im hochbeanspruchten Bereich	20	20	möglich	
Benötigter Installations-/Arbeitsraum	30	30	Kein erhöhter Platzbedarf	100
Schutzmaßnahmen erforderlich	40	40	Keine besonderen Maßnahmen	
Gefährdung	30	30	Keine	
Schlupf	15	20	Schlupf nicht auszuschließen	70
Tragfähigkeit	5	20	Geringfügig eingeschränkt	
Stabschwächung	15	20	Durch Gewinde oder Schweißung	
Reduktion der Ermüdungsfestigkeit	15	20	geringfügig	
Anwendbar bis zu Ø36mm	20	20	ja	
Keine speziellen Kenntnisse u. Nachweise erforderlich	40	50	geringfügig	70
Keine speziellen Vorkehrungen erforderlich	10	25	umfangreich	
Keine spezielle Ausrüstung erforderlich	20	25	geringfügig	
Gesamtbewertung in Prozent				72.50 / 100

9 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

9.1 Zusammenfassung

Die bei der Ausführung von integralen Brücken bzw. Rahmenbrücken auftretenden Bewehrungsstöße werden üblicherweise mittels Überlappung ausgeführt und bedingen damit oft große Auskragungslängen der Eckbewehrung. Zusätzlich sind zur Abdeckung der erforderlichen Bewehrungsquerschnitte meist mehrlagige Bewehrungsführungen nötig, was den Arbeitsraum weiter einschränkt. Die Verlegung der Bewehrung erfolgt damit in der Platte in umgekehrter Reihenfolge, was, gepaart mit dem reduzierten Arbeitsraum, eine zusätzliche Herausforderung darstellt.

Ziel des hier beschriebenen Forschungsprojektes war die Findung innovativer und wirtschaftlicher Konzepte zur Vermeidung solcher Bewehrungskonzentrationen. Dazu sollte ein Konzept zur Bewehrung von Rahmenecken bei integralen Brücken gefunden werden, das die Ausführung erleichtert, konstruktive sowie statische Verbesserungen bewirkt, die Arbeitssicherheit erhöht, die Ausführungszeit reduziert und dabei gleichzeitig wirtschaftlich ist.

Zur Erreichung dieses Ziels wurde zu Beginn des Projekts eine umfangreiche Literaturstudie zu den Themen Bewehrungsverbinder im Ingenieurbau, alternative Bewehrungsverbinder und alternative Stoßvarianten sowie zu bereits erfolgten Versuchen an Rahmenecken durchgeführt, siehe Abschnitt 3 und Abschnitt 5. Es wurden auch neue und innovative Systeme aufgenommen, die bisher keine Zulassung für den europäischen Raum haben. Für die verschiedenen Varianten wurden die Vor- und Nachteile erfasst um eine Vergleichbarkeit zu schaffen. Außerdem wurden die aktuell zugelassenen Systeme für Österreich erfasst und hinsichtlich Zulassungsinhalt, Zulassungsdauer und Eignung für den Brückenbau verglichen. Aufbauend auf den gesammelten Ergebnissen wurde die in Abschnitt 4.3 beschriebene Bewertungsmatrix entwickelt, die die verschiedenen Varianten vergleichbar macht. Anhand der Kriterien Kosten, Stand der Technik, Qualitätssicherung, Konstruktionsqualität, Arbeitssicherheit, Tragfähigkeit und Akzeptanz in der Praxis wurden die Varianten einander gegenübergestellt. Dadurch konnte eine erste Auswahl an Varianten getroffen werden, die weiterverfolgt wurden. Um die gewählten Varianten noch besser vergleichen zu können, wurde die Wirtschaftlichkeitsanalyse aus Abschnitt 4.2 durchgeführt. Diese sollte anhand von Untersuchungen an einem Bestandsbauwerk die erforderli-

chen Arbeiten am Tragwerk und die dafür anfallenden Kosten für die verschiedenen Varianten vergleichbar machen.

Zur weiteren Vertiefung der Erkenntnisse aus der Literaturstudie und der Entwurfsphase wurde eine umfassende Versuchsreihe durchgeführt, siehe Abschnitt 6. Aufbauend auf den Erkenntnissen aus der Entwurfsphase wurde dazu ein Versuchsprogramm entwickelt und in Abstimmung mit den Projektpartnern festgelegt. Das Versuchsprogramm umfasste 17 Versuchskörper, die alle mit einer Arbeitsfuge produziert wurden, wie in der Praxis üblich. Als Referenzkörper wurde ein Rahmeneck mit durchgehender Biegezugbewehrung (P01) definiert. Zusätzlich wurden eine Variante mit Übergreifungsstoß im Schenkel (P02), mit Muffenstoß (P03) sowie mit Übergreifungsstoß ums Eck mit ebener Betonierfuge (P04) und mit z-förmiger Betonierfuge (P05) vorgesehen. Zusätzlich wurden die Ausführung eines unsymmetrischen Schlaufenstoßes (P06) und die außenliegende Endverankerung (P07) versuchstechnisch untersucht. Die Versuche an Rahmenecken haben gezeigt, dass mit allen untersuchten Varianten annähernd gleiche Traglasten erzielt werden konnten. Keine der Stoßvarianten lieferte eine geringere Traglast als die Referenzkonfiguration. Somit können die untersuchten Varianten hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit für die Praxis als gleichwertig eingestuft werden. Die Erkenntnisse aus den Versuchsdurchführungen wurden in einer numerischen Untersuchung vertieft. Dazu wurde das in Abschnitt 7 vorgestellte numerisches Modell zur Simulation von Rahmenecken aus Stahlbeton entwickelt. Dieses ist sowohl für die Simulation der Versuche mit Biegezugbewehrung ohne Stoß (P01) als auch für die Varianten mit Übergreifungsstößen (P02, P04 und P05), für jene mit Muffenstoß (P03), mit Schlaufenstoß (P06) und mit außenliegender Verankerung (P07) geeignet. Das Modell beschreibt das Verhalten der im Labor geprüften Rahmenecken dabei gut.

Aus den gewonnenen Erkenntnissen kann abgeleitet werden, dass der herkömmliche Übergreifungsstoß im gering belasteten Bereich eine sehr gute Variante darstellt, sofern die konstruktiven Regeln eingehalten werden und eine Minimierung der Auskragungslänge angestrebt wird. Doch auch die Verlegung des Stoßes in das Eck oder die Lagerwand sind gut anwendbare Alternativen. Insbesondere die Verwendung der z-förmigen Fuge hat sich in den Versuchen als vielversprechende Möglichkeit zur Unterbringung des Stoßes im Rahmeneck präsentiert. Die Verwendung von Muffen bietet viele Vorteile und ist gerade aus Sicht der Arbeitssicherheit als gute Variante einzustufen. Dabei macht es bei entsprechender Beachtung der in den Zulassungen angegebenen Anforderungen nicht viel Unterschied welche Muffenverbindung gewählt wird. Auch die außenliegende Veran-

kerung hat sich als Alternative erwiesen, die durchaus versuchstechnisch weiterverfolgt werden sollte.

Als Vorschlag für die Planung und Ausführung einer z-Fuge im Rahmeneck einer integralen Brücke ist in Anhang G ein Regelplan dargestellt.

9.2 Ausblick

Aufbauend auf den Erkenntnissen des Projektes könnten Fragestellungen zur praktischen Lösung von Problemstellungen zum Thema vorgespannte Rahmenecken erörtert werden. Von großem Interesse wären auch Überlegungen zu mögliche Stabwerksmodellen im Eckbereich. Dort überlagern sich zwei Diskontinuitätsbereiche. Jener des schlaff bewehrten Rahmenecks und jener des Einleitungsbereiches der Vorspannkkräfte. Gerade im Hinblick auf die Auslegung von Versuchskörpern ist die Entwicklung eines adäquaten Modells zur Beschreibung dieses D-Bereiches erforderlich.

Danksagung

Das Projektes 873159 – Innovative und wirtschaftliche Rahmeneckbewehrung bei integralen Brücken der Österreichischen Forschungsförderungs-gesellschaft (FFG) wurde dankenswerter Weise vom Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie (BMK), der Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft (ASFINAG) und den österreichischen Bundesländern gefördert.

LITERATUR

- [1] *Hackl, E.; Krmek, M.; Dauda, C.:* Verkehrsinfrastrukturforschung (F&E DL) VIF2018 – Die Themenschwerpunkte; Präsentation zum Kick-Off-Webinar. Wien, 14.11.2018.
https://www.ffg.at/sites/default/files/allgemeine_downloads/thematische%20programme/Mobilitaet/vif2018_praesentation_webinar_public.pdf
- [2] *Svetina, C.:* Konstruktive Durchbildung der Rahmenecke bei Integralisierungen. Masterarbeit, TU Graz, Innsbruck, 2015.
- [3] RVS 15.02.12 [2018-04-01]. Bemessung und Ausführung von integralen Brücken. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Österreich. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr.
- [4] *Kordina, K.; Wiedemann, G.:* Abschlussbericht. Bewehrungsführung in Rahmen-ecken, Braunschweig, 1978.
- [5] *Akkermann, J.; Eibl, J.:* Rotationsfähigkeit von Rahmenecken. DafStB Heft 535, 1. Auflage, Beuth Verlag GmbH, Berlin Wien Zürich, 2002.
- [6] *Hennecke, M.; Mölter, T.:* Standardisierung von Rahmenbauwerken bei der Deutschen Bahn. *In: Bauingenieur*, Band 89, 2014. S. 20-27.
- [7] *Walkner, R.; Feix, J.:* Betonbau. Grundlagen der Bemessung nach EC2. Studia Universitätsverlag, Innsbruck, 2012.
- [8] *Zilch, K.; Zehetmaier, G.:* Bemessung im konstruktiven Betonbau. Nach DIN1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2), 2. neu bearb. u. erw. Aufl. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2010
- [9] König, G.; Tue, N.; Schenck, G.: Grundlagen des Stahlbetonbaus – Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1, 3. Aufl. Vieweg und Teubner-Verlag, Wiesbaden, 2008
- [10] *Plos, M.:* Splicing Reinforcement in Frame Corners: Experimental Studies. *In: Nordic Concrete Research*, Vol. 14, Issue 1, 1994.
- [11] *Warum Betonstahlverbindungen. Broschüre der Firma ERICO, Lenton.* ERICO International Corporation, 2005: https://www.bhb-stahl.de/assets/files/Downloads/schraubverbindungen/bhb_lenton_warum_betonstahlverbindungen.pdf abgerufen am 30.11.2018
- [12] *Kämpfe, H.:* Bewehrungstechnik. Vieweg+Teubner. GWV Fachverlag GmbH, Wiesbaden, 2010.
- [13] *Sippel, T. M.:* III Verankerung- und Bewehrungstechnik. *In: Beton-Kalender 2017*, Spannbeton Spezialbeton, 106. Jahrgang. ISBN: 978-3-433-3123-0, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG., 2017.

- [14] SAS-Systems: SAS 500 / 550 Bewehrungssystem Gewindestahl – Muffe - Vorteile Bewehrungssystem Gewindestahl - Muffe, SAH Stahlwerke Annahütte, Produktkatalog.
- [15] *Leonhardt, F.:* Vorlesung über Massivbau, Teil 3: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. ISBN: 978-3-540-06642-2, Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH, 1974.
- [16] Rebar Coupler Systems, Technical Information. DEMU Metaalindustrie B.V., Utrecht, 2009.
- [17] Bauer, H.: Baubetrieb 1: Einführung, Rahmenbedingungen, Bauverfahren, Springer-Verlag, Berlin, 1992.
- [18] DSI Underground: Geotechnische Systeme, Produktkatalog DYWIDAG Systems International.
- [19] *BarSpliceProducts:* Zap Screwlok - shear screw & wedge, mechanical connections for uncoated and epoxy coated reinforcing bars, 2019: https://barsplice.com/brochures/Zap_Brochure.pdf abgerufen am 12.03.2020.
- [20] *Brux, G.:* Sprengstöße von Bewehrungsstäben. *In:* Bauingenieur 51, H. 12, 1976, S.462.
- [21] ÖNORM EN 1992-1-1 [2015-02-15]. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [22] *Milosavljevic, B.:* Mechanical Rebar Splicing. Building Materials and Structures 2, 2014. S. 19-28.
- [23] *McDermott, J. F. and Meza, P.:* Mechanical Connections of Reinforcing Bars – Manual of Concrete Practice. Report by ACI committee 439, ACI Structural Journal, V. 88, No.2, March to April 1991.
- [24] *LENTON nvent:* Mechanical Rebar Splicing Systems, 2018: <https://www.erico.com/catalog/literature/RSB-WWEN.pdf> abgerufen am 15.11.2019.
- [25] *HALFEN Moment:* Mechanical Rebar Splicing Systems, 2013: http://www.teyseerbm.com/sites/default/files/Coupler_0.pdf abgerufen am 15.11.2019.
- [26] *HALFEN Moment:* Moment Coupler, 2013: <http://www.halfen-moment.com/wordpress/wp-content/uploads/2017/05/Moment%C2%AE-Coupler-Brochure.pdf> abgerufen am 15.11.2019.
- [27] *Stucki, D., Thürlimann, B.:* Versuche an Eckverbindungen aus Stahlbeton. Bericht Nr. 8701-1 des Institutes für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Birkhäuser-Verlag, Basel – Boston - Berlin, 1990.

- [28] *Bruckner, J.*: Anwendung von Ankerstäben in Rahmenecken, Rahmenendknoten und Stütze-Fundament-Verbindung. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 2007.
- [29] Beer, K.: Bewehren nach DIN EN 1992-1-1 (EC2) – Tabellen und Beispiele für Bauzeichner und Konstrukteure, 3. vollst. Aktual. Aufl. Vieweg und Teubner-Verlag, Wiesbaden, 2012.
- [30] *Avak, R.; Wille, F.; Glaser, R.*: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Rundlitzenseilen im Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau 96, Heft 9, 2015. S. 596-602.
- [31] Feyrer, K.; Wehking, K.-H.: FEYRER – Drahtseile, Bemessung, Betrieb, Sicherheit, 3. Auflage, ISBN: 978-3-642-54296-4, Springer-Verlag Deutschland GmbH, Berlin, 2018.
- [32] *Twelmeier, H.; Bauch, S.*: Versuche zur Grenzverformung von Stahlbetonrahmen, In: Bauingenieur 55 (1989), S. 409 - 417, 1989.
- [33] *Stroband, J.; Kolpa, J.*: Behaviour of reinforced concrete Column-to-Beam Joints, Part 1 Corners subjected to negative moments, In: Report 5-83-9, TH Delft, 1983.
- [34] *Zouzou, A.; Haldane, D.*: Detailing Reinforced Concrete Closing Corner Joints für Ductility. In: Proceedings of the Institute for Civil Engineers Structures and Buildings, Vol. 99, pages 43 – 48, 1993.
- [35] *Johansson, M.*: New Reinforcement Detailing in Frame Corners in Civil Defence Shelters – Experiments and fracture Mechanics Analyses. In: Report 95:2, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, 1995.
- [36] *Swann, R. A.*: Flexural Strength of Corners of Reinforced Concrete Portal Frames. In: Technical Report TRA/434, Cement and Concrete Association, London, 1969.
- [37] *Mayfield, B.; Kong, F.; Bension, A; Davies, J. C. D. T.*: Corner Joint Details in Structural Lightweight Concrete. In: ACI Structural Journal, Vol. 68, Nr. 5, pages 366 - 372, 1971.
- [38] *Kemp, E. L.; Mukherjee, P. R.*: Inelastic Behaviour of Concrete Knee-Joints. In: The Consulting Engineer, October 1968, pages 44 - 48, 1968.
- [39] *Luo, Y. H.; Durrani, A. J.; Bai, S.; Yuan, J.*: Study of Reinforcing Detail of Tension Bars in Frame Corner Connections. In: ACI Structural Journal, Vol. 91, Nr. 4, July – August 1994, pages 486 - 496, 1994.
- [40] *Angelakos, A.*: The Behavior of reinforced concrete knee joints under earthquake loads. PhD-Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1999.
- [41] *Firma Peikko*: Technisches Handbuch - Modix - Sicheres und flexibles Schraubmuffensystem für Betonstahl, Broschüre 2020.

- [42] *Austrian Standards Institute. ÖNORM B 4707: Bewehrungsstahl - Anforderungen, Klassifizierung und Prüfung, 2017.*
- [43] *Austrian Standards Institute. ÖNORM EN ISO 6892-1: Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, 2017.*
- [44] *Spiegel, M.; Feix, J.: AP4 und AP5: Versuche an Rahmenecken – Versuchsbericht zum Projekt Innovative und wirtschaftliche Rahmeneckbewehrung bei integralen Brücken, Innsbruck, 2021, nicht veröffentlicht.*
- [45] *Perrin, P.: Experimentelle Untersuchung innovativer Bewehrungsführungen in Rahmenecken von integralen Brücken. Masterarbeit, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, 2021.*
- [46] *Červenka, V.; Jendele, J. und Červenka, J.: ATENA Program Documentation Part 1: Theory, 2016.*
- [47] *Pryl, D. and Červenka, J.: ATENA Program Documentation Part 11: Troubleshooting Manual, 2017.*
- [48] *Červenka, V.; Červenka, J.; Pryl, D. und Janda, Z.: ATENA Program Documentation Part 8: User's Manual for ATENA-GiD Interface, 2017.*
- [49] *Huber, M.: Numerische Untersuchung verschiedener Stoßvarianten der Biegezugbewehrung in Rahmenecken. Masterarbeit, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, 2021.*
- [50] *Červenka, V.; Bergmeister, K.: Nichtlineare Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen - Finite-Elemente-Simulation unter Bemessungsbedingungen. Beton- und Stahlbetonbau, 94(Heft 10):413–419, 1999.*
- [51] *Spiegel, M.: Erweiterte Untersuchungen zur Durchstanzertüchtigung mittels Betonschrauben unter Berücksichtigung zyklischer Belastung, Universität Innsbruck, Dissertation, 2020.*
- [52] *Comité Euro-international du Béton (CEB: Model Code 1990, Bulletin d'information, 1991.*
- [53] *Ancon Building Products: Preisliste Österreich für ANCON TT Betonstahlkuppelungssystem, Ausgabe Jänner 2014.*
- [54] *Betomax: BETOMAX Systems GmbH&Co.KG Preisliste 2019 (Gültig ab 01. April 2019), 2019: www.betomax.com/fileadmin/upload/de/pdf/katalog/BX_Preisliste_D_2019.pdf abgerufen am 12.03.2020.*
- [55] *BSS Baustahl Service GmbH: Alles rund um Bewehrungsstahl, LENTON Schraubmuffen, Preisliste Österreich, Ausgabe August 2018.*

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Auskragende Rahmeneckbewehrung einer im Bau befindlichen Brücke (entnommen aus [1]).	1
Abbildung 2: Integrale Brücke mit verschiedenen Endausführungen (entnommen aus [2]).	3
Abbildung 3: Rahmeneck unter negativer Momentenbelastung mit Rissbild (links), entnommen aus [4]) und Trajektorienbild der Spannungen (rechts, entnommen aus [5]).	4
Abbildung 4: Spannungsverteilung im ungerissenen Zustand (links) und im gerissenen Zustand (rechts) (entnommen aus [5]).	5
Abbildung 5: Spannungstrajektorien (links) und Änderung des inneren Hebelsarmes (rechts) bei Anordnung einer Voute (entnommen aus [5]).	5
Abbildung 6: Kraftfluss beim Übergreifungsstoß(links) und wirksamer Stabumfang (rechts) (entnommen aus [8]).	8
Abbildung 7: Günstige und ungünstige Versetzung von Stößen (entnommen aus [9]).	9
Abbildung 8: Überblick über die Rahmeneckversuche mit Eckstoß (entnommen aus [10]).	11
Abbildung 9: Überblick über die mechanischen Stoßverbindungen (entnommen aus [8]).	13
Abbildung 10: Anwendung und Typen von Gewindestabverbindungen (entnommen aus [12]).	14
Abbildung 11: Gewinde-Muffenstoß in einer Rahmenecke (entnommen aus [14]).	14
Abbildung 12: Iso-Gewindemuffenstoß mit aufgestauchtem (links) bzw. angeschweißtem (rechts) Ende (entnommen aus [15]).	15
Abbildung 13: Prinzip der konischen (links) und zylindrischen (rechts) Schraubverbindungen (entnommen aus [12]).	15
Abbildung 14: Pressmuffenstoß (entnommen aus [15]) und 90 Grad Bewehrungs-Kuppler der Firma DEMU (entnommen aus [16]).	17
Abbildung 15: Pressmuffenstöße vom System Pfeifer PH mit Anschlussstab und Muffenstab (links) und Muffenstäben mit Koppelbolzen bzw. Rechts-links-Koppler (rechts) (entnommen aus [13]).	18
Abbildung 16: Fließpressmuffenstoß in einer Rahmenecke (entnommen aus [17]).	19
Abbildung 17: Fließpressmuffenstoß System FLIMU der Firma DSI (entnommen aus [18]).	19

Abbildung 18: Detail einer Steckmuffenverbindung (Muffe mit Scherbolzen und Zahnleiste) (entnommen aus [12]).....	20
Abbildung 19: Zap Screwlok der Firma BarSplice (entnommen aus [19]).	20
Abbildung 20: Thermitmuffenstoß (links) und Schnitt durch den Stoß mit angeschlossenen Schmelztiegel (rechts) (entnommen aus [15]).....	21
Abbildung 21: Sprengmuffenstoß (entnommen aus [20]).....	22
Abbildung 22: Überblick über Schweißstöße (entnommen aus [9]).	24
Abbildung 23: Tabelle 3.4 aus ÖNORM EN 1992-1-1, 2015 (entnommen aus [21]).	24
Abbildung 24: Vergussmuffen mit Zementverguss (links, entnommen aus [22]) und mit Metallverguss (rechts, entnommen aus [23]).	26
Abbildung 25: System CADWELD von LENTON (entnommen aus [24]).	26
Abbildung 26: System mit Coupling Sleeve (links, entnommen aus [23]) und (rechts, entnommen aus [24]).	27
Abbildung 27: System mit Strap-Type Coupling Sleeve (links, entnommen aus [23]) und (rechts, entnommen aus [24]).	28
Abbildung 28: System mit Moment Positioning Coupler (entnommen aus [25]).	29
Abbildung 29: System mit Wedge-Loc Coupler System (entnommen aus [26]).	30
Abbildung 30: Versuche mit Schlaufenbewehrung und Ankerplatten (entnommen aus [27]).	31
Abbildung 31: Rahmeneckbewehrung mit Endverankerung.	33
Abbildung 32: Rahmeneckbewehrung bei Fertigteilen (entnommen aus [29]).....	33
Abbildung 33: Vorschlag für die Verlegung einer Seilbewehrung.....	36
Abbildung 34: Auflistung von Preisen gängiger Muffentypen.....	38
Abbildung 35: Tutzing – Bewehrung des Widerlagers.....	39
Abbildung 36: Rahmentragwerk Bad Ischl.....	39
Abbildung 37: Rahmentragwerk Bad Ischl – Bewehrung.	39
Abbildung 38: Knoten Uderns – auskragende Stäbe.....	39
Abbildung 39: Knoten Uderns – Widerlager.	39
Abbildung 40: Umbau BHF Seefeld – Tragwerkschalung. (STRABAG AG und Fröschl AG & Co. KG / Baumeisterarbeiten Umbau Bahnhof Seefeld).....	39
Abbildung 41: Umbau BHF Seefeld – auskragende Bewehrung. (STRABAG AG und Fröschl AG & Co. KG / Baumeisterarbeiten Umbau Bahnhof Seefeld)	40
Abbildung 42: Wendebrücke Mayrhofen – Widerlager.	40
Abbildung 43: Wendebrücke Mayrhofen – auskragende Bewehrung.	40

Abbildung 44: Impressionen Bauwerk 1.....	43
Abbildung 45: Impressionen Bauwerk 2.....	43
Abbildung 46: Impressionen Bauwerk 3.....	44
Abbildung 47: Impressionen Bauwerk 6.....	45
Abbildung 48: Bewehrungsgrade der Brücken des Landes Niederösterreich.....	46
Abbildung 49: Impressionen Bauwerk 7.....	47
Abbildung 50: Impressionen Bauwerk 8.....	47
Abbildung 51: Bewehrungsgrade der Brücken des Landes Vorarlberg.....	48
Abbildung 52: Stumpfschweiß-Gerät.....	49
Abbildung 53: Schlaufen zweilagig mit vertikalen Schenkeln.....	49
Abbildung 54: Schlaufen zweilagig mit einem horizontalen Schenkel.....	50
Abbildung 55: Rahmeneckbewehrung der Referenzbrücke mit horizontalen Schenkellängen von 7.25m.....	52
Abbildung 56: As-Linien Vergleich.....	53
Abbildung 57: Bewehrungsskizze alternative Bewehrungsführung (Vorschlag II).....	53
Abbildung 58: Bewehrungsskizze alternative Bewehrungsführung (z-Fuge und tiefergelegte AF-Widerlager).....	54
Abbildung 59: Relevante Betonbau-Positionen.....	55
Abbildung 60: Versuchsaufbau von Twelmeier und Bauch (entnommen aus [5]).....	61
Abbildung 61: Versuche von Stroband und Kolpa (entnommen aus [5]).....	62
Abbildung 62: Versuchskörper,- aufbau und Last-Verformungskurve der Versuche von Stucki und Thürlimann (entnommen aus [5]).....	63
Abbildung 63: Bewehrung (links) und Versuchsaufbau von Stucki und Thürlimann (rechts) (entnommen aus [27]).....	64
Abbildung 64: Bewehrungsformen (links) und Versuchsaufbau (rechts) der Versuche von Zouzou und Haldane (entnommen aus [5]).....	64
Abbildung 65: Versuchsaufbau von Zouzou und Haldane (entnommen aus [40]).....	64
Abbildung 66: Bewehrungsformen (links) und Belastung (rechts) der Versuche von Johansson (entnommen aus [5]).....	65
Abbildung 67: Versuchskörper (links) und Versuchsaufbau (rechts) der Versuche von Johansson (entnommen aus [35]) und ganz rechts (entnommen aus [10]).....	66
Abbildung 68: Last-Verschiebungs-Kurven der Versuchse von Johansson (entnommen aus [10]).....	66
Abbildung 69: Versuchsaufbau und Rahmenecken von Swann (entnommen aus [40]) ..	67

Abbildung 70: Versuchsaufbau von Mayfield, Kong, Bennison und Davies (entnommen aus [40]).	67
Abbildung 71: Versuchskörper (links) und -aufbau (rechts) von Kemp (entnommen aus [40]).	68
Abbildung 72: Eckdetail (links) und Versuchsaufbau (rechts) von Lou (entnommen aus [40]).	68
Abbildung 73: Versuchsstand (links) und -aufbau (rechts) von Ackermann und Eibl (entnommen aus [5]).	69
Abbildung 74: Versuchskörper RR3 (oben) und Momenten-Rotations-Kurve (unten) von Ackermann und Eibl (entnommen aus [5]).	70
Abbildung 75: Versuchskörper RR4 (oben) und Momenten-Rotations-Kurve (unten) von Ackermann und Eibl (entnommen aus [5]).	71
Abbildung 76: Bewehrung von Versuchskörper RR3 (oben) und RR4 (unten) von Ackermann und Eibl (entnommen aus [5]).	72
Abbildung 77: Schematische Darstellung der Prüfeinrichtung.	76
Abbildung 78: Konstruktionsdarstellung des Versuchsstandes mit Versuchskörper (Darstellung: TVFA, Bauer).	77
Abbildung 79: Details des Versuchsstandes: Prüfrahmen (links), verschiebliches Lager (Mitte) und Festlager (rechts).	77
Abbildung 80: Kraftmessdose und Halterung im losen (links) und im eingebauten Zustand (rechts).	78
Abbildung 81: Seilwegaufnehmer und Befestigungswinkel.	79
Abbildung 82: Versuchstand mit eingebautem Versuchskörper, Auflagerung und Seilwegaufnehmer.	79
Abbildung 83: Messfeld mit Sprühmuster zur Erfassung der Dehnungen.	80
Abbildung 84: Rahmen zur Aufnahme des optischen Messsystems in drei Ansichten.	80
Abbildung 85: Abmessungen der verwendeten DMS (links) und Messrelais (rechts).	81
Abbildung 86: Aufgeklebter DMS (links), geschützte DMS an Bewehrungskorb (Mitte) und DMS an Muffen (rechts).	81
Abbildung 87: Schalplan des Tastversuches P00.	82
Abbildung 88: Bewehrungsverlegung des Tastversuches P00.	83
Abbildung 89: Bewehrungspositionen des Tastversuches P00.	83
Abbildung 90: Schalboden (links) und fertige Schalung mit Bewehrungskorb (rechts).	84

Abbildung 91: Details des Bewehrungskorbes von P00: Seitenansicht des Krafteinleitungsbereiches (links), Rahmeneckdetail (Mitte-links), Verbügelung der Durchführung (Mitte-rechts) und Abstandhalter (rechts).....	84
Abbildung 92: Lage der Betonierfuge (links) und Ausgestaltung mit Streckmetall (rechts).	85
Abbildung 93: Betonage beider Schenkel in einem Guss mit Fuge nass in nass (links) und fertig betonierter und zur Nachbehandlung abgedeckter Versuchskörper (rechts).....	86
Abbildung 94: Bildung der Biegerisse im Verlauf der Belastung (links), beginnendes Versagen der Druckzone (Mitte) und fortgeschrittenes Druckzonenversagen (rechts).....	86
Abbildung 95: Rissbildung im Verlauf der Belastung (links und Mitte) und Druckzone nach dem Versagen (rechts).	86
Abbildung 96: Berechnung der Stahldehnung bei Höchstlast.....	87
Abbildung 97: Last-Verschiebungs-Diagramm (oben und Last-Zeit-Diagramm (unten) mit Versagensphasen.	88
Abbildung 98: Fortschreitende Rissbildung im Verlauf des Versuchs Teil 1.	88
Abbildung 99: Fortschreitende Rissbildung im Verlauf des Versuchs Teil 2.	88
Abbildung 100: Fortschreitende Rissbildung im Verlauf des Versuchs Teil 3 mit beginnendem Versagen der Druckzone.....	89
Abbildung 101: Fortschreitende Rissbildung im Verlauf des Versuchs Teil 4.	89
Abbildung 102: Schalboden (links) und Schalungen für die Rahmenecken (rechts).....	90
Abbildung 103: Schalplan der Versuchskörper der Serien P01 bis P07, außer P05.....	90
Abbildung 104: Schalplan der Versuchskörper der Serie P05.....	90
Abbildung 105: Einzelne Bewehrungspositionen (links) und fertiger Bewehrungskorb (rechts).....	91
Abbildung 106: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P01-01 bis P01-03.	92
Abbildung 107: Bewehrungspositionen der Versuchskörper P01-01 bis P01-03.....	92
Abbildung 108: Eckbewehrung (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P01-01.....	92
Abbildung 109: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P02-01 bis P02-03.	93
Abbildung 110: Bewehrungspositionen der Versuchskörper P01-01 bis P01-03.....	93
Abbildung 111: Übergreifungsstoß (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P02-01.....	94
Abbildung 112: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P03-01 bis P03-03.	94

Abbildung 113: Übergreifungsstoß (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P03-01.....	94
Abbildung 114: Bewehrungspositionen der Versuchskörper P03-01 bis P03-03.....	95
Abbildung 115: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P04-01 bis P04-03.	96
Abbildung 116: Bewehrungspositionen der Versuchskörper P04-01 bis P04-03.....	96
Abbildung 117: Übergreifungsstoß (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P04-01.....	96
Abbildung 118: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P05-01 bis P05-03.	97
Abbildung 119: Bewehrungspositionen der Versuchskörper P05-01 bis P05-03.....	97
Abbildung 120: Übergreifungsstoß (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P05-01.....	98
Abbildung 121: Bewehrungsverlegung für Versuchskörper P06-01.....	98
Abbildung 122: Bewehrungspositionen des Versuchskörpers P06-01.	98
Abbildung 123: Übergreifungsstoß (links) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P06-01.....	99
Abbildung 124: Bewehrungsverlegung des Versuchskörpers P07-01.....	99
Abbildung 125: Bewehrungspositionen des Versuchskörpers P07-01.	100
Abbildung 126: Ankerplatten von Versuchskörper P07-01.....	100
Abbildung 127: Eckbewehrung (links), Schraubenpositionen (Mitte) und Ansicht nach der Betonage des ersten Schenkels (rechts) des Versuchskörpers P07-01.....	100
Abbildung 128: Fugenschalung mit Streckmetall für die Standardfuge (links) und für die z-Fuge (rechts).	101
Abbildung 129: Fugen nach der Betonage des ersten Schenkels für die Standardvariante (links) und für die z-Fuge (rechts).....	101
Abbildung 130: Betonage eines Tragwerkschenkels (links) und Versuchskörper nach der 2. Betonage (rechts).	102
Abbildung 131: Spannungs-Dehnungs-Kurve für den geprüften Betonstahl B550B.	103
Abbildung 132: Anheben der Versuchskörper mittels Krans und Befestigungstraverse.	104
Abbildung 133: Idealisierter Belastungsverlauf der Rahmeneckversuche.....	104
Abbildung 134: Kraft-Weg-Kurven und Momenten-Weg-Kurven aller Versuche.	105
Abbildung 135: Gegenüberstellung der Steifigkeiten für die Versuche P01-01 und P02-01.	109
Abbildung 136: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P01-02 bei Höchstlast.	112

Abbildung 137: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P02-03 bei Höchstlast.	112
Abbildung 138: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P03-03 bei Höchstlast.	113
Abbildung 139: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P04-02 bei Höchstlast.	113
Abbildung 140: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P05-02 bei Höchstlast.	113
Abbildung 141: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P06-01 bei Höchstlast.	114
Abbildung 142: Exemplarische Rissbilddarstellung von Versuch P07-01 bei Höchstlast.	114
Abbildung 143: Finite Elemente Netz in ATENA.	117
Abbildung 144: Materialzuweisung im numerischen Modell.	118
Abbildung 145: Bewehrungsnetz und Stabdurchmesser in ATENA.	119
Abbildung 146: Lagerung an den Lastverteilplatten.....	120
Abbildung 147: Rotationsmöglichkeiten an den Lastverteilplatten.	120
Abbildung 148: Vertikale Lagerung des Rahmenecks (links) und Eingeprägte Verschiebung (rechts).....	121
Abbildung 149: Spannungs-Dehnung-Beziehung des modellierten Betonstahls.	122
Abbildung 150: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit den Versuchskurven von Serie P01.....	123
Abbildung 151: Spannungsverteilung in der Simulation N01 von Rahmeneck P01 bei Höchstlast.	124
Abbildung 152: P01-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N01.	125
Abbildung 153: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N01 von Rahmeneck P01 bei Höchstlast.....	125
Abbildung 154: P01-01 Beginnendes Druckzonenversagen.....	126
Abbildung 155: P01-01 Druckzone nach dem Versagen.....	126
Abbildung 156: P01-02 Beginnendes Druckzonenversagen.....	126
Abbildung 157: P01-02 Druckzone nach dem Versagen.....	126
Abbildung 158: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N01 von Rahmeneck P01 bei Höchstlast.....	126

Abbildung 159: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N01 von Rahmeneck P01 bei Höchstlast.....	127
Abbildung 160: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P01-01.....	127
Abbildung 161: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit den Versuchskurven von Serie P02.....	128
Abbildung 162: Spannungsverteilung in der Simulation N02 von Rahmeneck P02 bei Höchstlast.....	129
Abbildung 163: P02-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N02.....	130
Abbildung 164: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N02 bei Höchstlast.....	130
Abbildung 165: P02-03 Beginnendes Druckzonenversagen.....	131
Abbildung 166: P02-03 Druckzone nach dem erfolgten Versagen.....	131
Abbildung 167: P02-01 Druckzone nach dem erfolgten Versagen.....	131
Abbildung 168: P02-01 Abgerissene Biegezugbewehrung und Betonausbruch.....	131
Abbildung 169: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N02 in den Stoßbereichen.....	132
Abbildung 170: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N02 bei Höchstlast.....	132
Abbildung 171: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N02 bei Höchstlast.....	133
Abbildung 172: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P02-01.....	133
Abbildung 173: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit den Versuchskurven von Serie P03.....	134
Abbildung 174: Spannungsverteilung in der Simulation N03 von Rahmeneck P03 bei Höchstlast.....	135
Abbildung 175: P03-03 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N03.....	136
Abbildung 176: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N03 Höchstlast.....	136
Abbildung 177: P03-03 Druckzone beim Versagen mit Biegeriss.....	137
Abbildung 178: P03-03 Biegeriss nach Versagen mit Betonausbruch.....	137

Abbildung 179: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P03-03.....	137
Abbildung 180: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N03 bei Höchstlast.	138
Abbildung 181: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N03 bei Höchstlast.	138
Abbildung 182: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit den Versuchskurven von Serie P04.....	139
Abbildung 183: Spannungsverteilung in der Simulation N04 von Rahmeneck P04 bei Höchstlast.	140
Abbildung 184: P04-03 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N04.	141
Abbildung 185: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N04 bei Höchstlast.	141
Abbildung 186: P04-01 Druckzone beim Versagen.	142
Abbildung 187: P04-01 Druckzone nach dem erfolgten Versagen.....	142
Abbildung 188: Spannungen und Deformationen im Versagensbereich bzw. Stoßbereich auf der Tragwerkseite von Simulation N04.....	142
Abbildung 189: P04-01 Biegezugbereich nach dem erfolgten Versagen.	142
Abbildung 190: P04-01 Verdrehung des Bewehrungsstoßes und Betonausbruch.	142
Abbildung 191: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N04 bei Höchstlast.	143
Abbildung 192: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N04 bei Höchstlast.	143
Abbildung 193: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P04-01.....	144
Abbildung 194: Spannung in der Bewehrung für Simulation N04 in den Stoßbereichen.	144
Abbildung 195: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit den Versuchskurven von Serie P05.....	145
Abbildung 196: Spannungsverteilung in der Simulation N05 von Rahmeneck P05 bei Höchstlast.	146
Abbildung 197: P05-02 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N05.	147

Abbildung 198: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N05 bei Höchstlast.	147
Abbildung 199: P05-02 Druckzone nach erfolgtem Versagen.	148
Abbildung 200: P05-02 Biegezugbereich beim Versagen mit Betonausbruch.	148
Abbildung 201: Spannungen und Deformationen im Versagensbereich bzw. Stoßbereich auf der Tragwerkseite von Simulation N05.	148
Abbildung 202: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N05 bei Höchstlast.	150
Abbildung 203: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N05 bei Höchstlast.	150
Abbildung 204: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N05 in den Stoßbereichen.	150
Abbildung 205: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten- Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P05-02.	151
Abbildung 206: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit jener von Versuch P06.	151
Abbildung 207: Spannungsverteilung in der Simulation N06 von Rahmeneck P06 bei Höchstlast.	152
Abbildung 208: P06-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N06.	153
Abbildung 209: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N06 bei Höchstlast.	153
Abbildung 210: P06-01 Druckzone nach erfolgtem Versagen.	154
Abbildung 211: Schlaufenstoß nach dem erfolgten Versagen.	154
Abbildung 212: Vergleich der Spaltrisse im Nachbruch der Simulation N06 und beim zugehörigen Laborversuch P06.	154
Abbildung 213: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N06 bei Höchstlast.	155
Abbildung 214: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N06 bei Höchstlast.	155
Abbildung 215: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten- Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P06-01.	156
Abbildung 216: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verschiebungs-Kurve mit jener von Versuch P07.	156

Abbildung 217: Eckbereich vor Bildung der Diagonalrisse.....	157
Abbildung 218: Eckbereich nach Bildung der Diagonalrisse in der Numerik (links) und im Versuch (rechts).....	157
Abbildung 219: Modellierung der Ankerplatten wie im Versuch mit Abstand zur Kante des Rahmenecks (links) und mit lokalem Versagen (rechts).....	158
Abbildung 220: Adaptierte Modellierung der Ankerplatten.....	158
Abbildung 221: Spannungsverteilung in der Simulation N07 von Rahmeneck P07 bei Höchstlast.....	158
Abbildung 222: P07-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast (oben) und Rissbild der numerischen Simulation N07.....	159
Abbildung 223: Spannungsverteilung in der Druckzone der Simulation N07 bei Höchstlast.....	160
Abbildung 224: P07-01 Rissbild im Versagenszustand.....	160
Abbildung 225: P07-01 Druckzone nach erfolgtem Versagen.....	160
Abbildung 226: Spannungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N07 bei Höchstlast.....	161
Abbildung 227: Dehnungsverteilung in der Bewehrung für Simulation N07 bei Höchstlast.....	161
Abbildung 228: Exemplarische Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P07-01.....	161
Abbildung 229: Gegenüberstellung der Traglasten aus den Laborversuchen und den numerischen Simulationen.....	162
Abbildung 230: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Versuch P02-01 und Simulation N02 bei Höchstlast.....	165
Abbildung 231: Kraft-Verschiebungs-Kurve und Bewehrungsdehnungen von Versuch P01-01 (links) und Dehnung in der Bewehrung (rechts) für Simulation N01.....	166
Abbildung 232: Aus der ANCON-Preisliste für Österreich 2014 [53].....	222
Abbildung 233: Aus der BETOMAX-Preisliste für Österreich 2019 [54].....	223
Abbildung 234: Aus der BETOMAX-Preisliste für Österreich 2019 [54].....	224
Abbildung 235: Aus der LENTON-Preisliste für Österreich 2018 [55].....	225
Abbildung 236: Entwurf der Matrix zur Beurteilung der einzelnen Alternativen.....	233
Abbildung 237: Grenzen des Schlaufenstoßes für C30/37.....	257
Abbildung 238: Ausnutzung des Schlaufenstoßes von 200 bis 900 mm für C30/37.....	258
Abbildung 239: Ausnutzung des Schlaufenstoßes von 1000 bis 1500 mm für C30/37...	259

Abbildung 240: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) der Versuche aus Serie P01.	261
Abbildung 241: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P01-01.	262
Abbildung 242: P01-01 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN).	262
Abbildung 243: P01-01 Rissbild Lagerseite 262	262
Abbildung 244: P01-01 Beginn Druckzonenversagen. 262	262
Abbildung 245: P01-01 Druckzone nach Versagen. 262	262
Abbildung 246: P01-01 Biegezugbereich nach Versagen. 263	263
Abbildung 247: P01-01 Einschnürung der Bewehrung nach Versagen. 263	263
Abbildung 248: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P01-01 263	263
Abbildung 249: P01-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN)..... 265	265
Abbildung 250: P01-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN)..... 265	265
Abbildung 251: P01-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast. 265	265
Abbildung 252: P01-01 ARAMIS-Rissbild während des Versagens..... 266	266
Abbildung 253: P01-01 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende. 266	266
Abbildung 254: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P01-02. 267	267
Abbildung 255: P01-02 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN). 267	267
Abbildung 256: P01-02 Rissbild Lagerseite 267	267
Abbildung 257: P01-02 Druckzonenversagen. 267	267
Abbildung 258: P01-02 Druckzone nach dem Versagen..... 267	267
Abbildung 259: P01-02 Biegezugbereich nach dem Versagen (Tragwerkseite)..... 268	268
Abbildung 260: P01-02 Abgerissene Biegezugbewehrung. 268	268
Abbildung 261: P01-02 Lagerseite nach dem Versagen. 268	268
Abbildung 262: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P01-02..... 269	269
Abbildung 263: P01-02 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN)..... 270	270
Abbildung 264: P01-02 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN)..... 270	270
Abbildung 265: P01-02 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast. 270	270
Abbildung 266: P01-02 ARAMIS-Rissbild während des Versagens..... 271	271
Abbildung 267: P01-02 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende. 271	271
Abbildung 268: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P01-03. 272	272
Abbildung 269: P01-03 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN). 272	272

Abbildung 270: P01-03 Rissbild Lagerseite	272
Abbildung 271: P01-03 Beginn Druckzonenversagen.	273
Abbildung 272: P01-03 Druckzone nach dem Versagen.....	273
Abbildung 273: P01-03 Biegezugbereich nach dem Versagen.	273
Abbildung 274: P01-03 Biegezugbewehrung nach dem Versagen und Öffnen des Versagensbereiches.	273
Abbildung 275: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P01-03.....	274
Abbildung 276: P01-03 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN).....	275
Abbildung 277: P01-03 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN).....	275
Abbildung 278: P01-03 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	275
Abbildung 279: P01-03 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	276
Abbildung 280: P01-03 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.	276
Abbildung 281: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) der Versuche aus Serie P02.	277
Abbildung 282: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P02-01.	278
Abbildung 283: P02-01 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN).	278
Abbildung 284: P02-01 Rissbild Lagerseite	278
Abbildung 285: P02-01 Biegezugbereich nach dem Versagen.	279
Abbildung 286: P02-01 Bewehrungsstoß nach dem Versagen und Öffnen des Versagensbereiches.	279
Abbildung 287: P02-01 Druckzone nach dem Versagen.....	279
Abbildung 288: P02-01 Abgerissene Biegezugbewehrung.....	279
Abbildung 289: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P02-01.....	280
Abbildung 290: P02-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN).....	281
Abbildung 291: P02-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN).....	281
Abbildung 292: P02-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	281
Abbildung 293: P02-01 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	282
Abbildung 294: P02-01 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	282
Abbildung 295: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P02-02.	283
Abbildung 296: P02-02 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN).	283
Abbildung 297: P02-02 Rissbild Lagerseite	283
Abbildung 298: P02-02 Biegezugbereich kurz vor dem Versagen.	284

Abbildung 299: P02-02 Druckzone nach dem Versagen.....	284
Abbildung 300: P02-02 Biegezugbereich der Tragwerkseite nach dem Versagen.....	284
Abbildung 301: P02-02 Abgerissene Biegezugbewehrung im Stoß.....	284
Abbildung 302: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P02-02.....	285
Abbildung 303: P02-02 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN).....	286
Abbildung 304: P02-02 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN).....	286
Abbildung 305: P02-02 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	286
Abbildung 306: P02-02 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	287
Abbildung 307: P02-02 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	287
Abbildung 308: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P02-03.....	288
Abbildung 309: P02-03 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN).....	289
Abbildung 310: P02-03 Rissbild Lagerseite (F = 60 kN).....	289
Abbildung 311: P02-03 Druckzone zu Beginn des Versagens.....	289
Abbildung 312: P02-03 Druckzone nach dem Versagen.....	289
Abbildung 313: P02-03 Biegerisse im Anschnitt nach dem Versagen.....	289
Abbildung 314: P02-03 Rissbild im Bereich des Übergreifungsstoßes nach dem Versagen.....	289
Abbildung 315: P02-03 Bewehrungsstoß nach dem Versagen und Öffnen des Versagensbereiches.....	290
Abbildung 316: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P02-03.....	290
Abbildung 317: P02-03 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN).....	291
Abbildung 318: P02-03 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN).....	291
Abbildung 319: P02-03 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	292
Abbildung 320: P02-03 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	292
Abbildung 321: P02-03 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	292
Abbildung 322: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) der Versuche aus Serie P03.....	293
Abbildung 323: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P03-01.....	294
Abbildung 324: P03-01 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN).....	294
Abbildung 325: P03-01 Rissbild Lagerseite.....	294
Abbildung 326: P03-01 Biegerisse kurz vor dem Versagen.....	295
Abbildung 327: P03-01 Abgerissene Bewehrung direkt im Muffenanschnitt.....	296

Abbildung 328: P03-01 Biegeriss auf der Lagerseite nach dem Versagen.	296
Abbildung 329: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P03-01.....	296
Abbildung 330: P03-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN).....	297
Abbildung 331: P03-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN).....	297
Abbildung 332: P03-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	297
Abbildung 333: P03-01 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	298
Abbildung 334: P03-01 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	298
Abbildung 335: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P03-02.	299
Abbildung 336: P03-02 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN).	299
Abbildung 337: P03-02 Rissbild Lagerseite	299
Abbildung 338: P03-02 Druckzone nach dem Versagen.....	300
Abbildung 339: P03-02 Abgerissene Biegezugbewehrung - Kaum Einschnürung erkennbar.....	300
Abbildung 340: P03-02 Abgeplatzttes Eck an der Unterseite.	300
Abbildung 341: P03-02 Seitenverschiebung des untersten Bewehrungseisens durch Eckenschnürung.....	300
Abbildung 342: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P03-02.....	300
Abbildung 343: P03-02 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN).....	302
Abbildung 344: P03-02 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN).....	302
Abbildung 345: P03-02 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	302
Abbildung 346: P03-02 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	303
Abbildung 347: P03-02 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	303
Abbildung 348: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P03-03.	304
Abbildung 349: P03-03 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN).	304
Abbildung 350: P03-03 Rissbild Lagerseite	304
Abbildung 351: P03-03 Druckzone beim Versagen.....	304
Abbildung 352: P03-03 Biegerissnach Versagen.....	304
Abbildung 353: P03-03 Abgerissene Bewehrung neben den Muffen.....	305
Abbildung 354: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P03-03.....	305
Abbildung 355: P03-03 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN).....	306
<i>Abbildung 356: P03-03 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN).....</i>	<i>307</i>
Abbildung 357: P03-03 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	307

Abbildung 358: P03-02 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	307
Abbildung 359: P03-02 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	308
Abbildung 360: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) der Versuche aus Serie P04.	308
Abbildung 361: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P04-01.	309
Abbildung 362: P04-01 Rissbild Tragwerkseite ($F = 60$ kN).	310
Abbildung 363: P04-01 Rissbild Lagerseite	310
Abbildung 364: P04-01 Druckzone kurz vor dem Versagen.	310
Abbildung 365: P04-01 Druckzone nach dem Versagen.....	310
Abbildung 366: P04-01 Biegezugbereich nach dem Versagen.	310
Abbildung 367: P04-01 Verdrehung des Bewehrungsstoßes.	310
Abbildung 368: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P04-01.....	311
Abbildung 369: P04-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 ($F = 30$ kN).....	312
<i>Abbildung 370: P04-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 ($F = 60$ kN).....</i>	<i>312</i>
Abbildung 371: P04-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	312
Abbildung 372: P04-01 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	313
Abbildung 373: P04-01 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	313
Abbildung 374: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P04-02.	314
Abbildung 375: P04-02 Rissbild Tragwerkseite ($F = 60$ kN).	314
Abbildung 376: P04-02 Rissbild Lagerseite	314
Abbildung 377: P04-02 Druckzone beim Versagen.	315
Abbildung 378: P04-02 Druckzone nach dem Versagen.....	315
Abbildung 379: P04-02 Verdrehung des Übergreifungsstoßes.	315
Abbildung 380: P04-02 Biegeriss nach dem Versagen.	315
Abbildung 381: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P04-02.....	316
Abbildung 382: P04-02 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 ($F = 30$ kN).....	317
Abbildung 383: P04-02 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 ($F = 60$ kN).....	317
Abbildung 384: P04-02 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	317
Abbildung 385: P04-02 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	318
Abbildung 386: P04-02 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	318
Abbildung 387: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P04-03.	319

Abbildung 388: P04-03 Rissbild Tragwerkseite ($F = 60 \text{ kN}$).	319
Abbildung 389: P04-03 Rissbild Lagerseite	319
Abbildung 390: P04-03 Druckzone beim Versagen.	319
Abbildung 391: P04-03 Druckzone nach dem Versagen.....	319
Abbildung 392: P04-03 Biegezugbereich nach dem Versagen.	320
Abbildung 393: P04-03 Ausgeknickte Druckbewehrung.	320
Abbildung 394: P04-03 Aufgebogenes Bügelschloss und Biegebewehrung nach dem Versagen.....	320
Abbildung 395: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P04-03.....	321
Abbildung 396: P04-03 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 ($F = 30 \text{ kN}$).....	322
<i>Abbildung 397: P04-03 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 ($F = 60 \text{ kN}$).....</i>	<i>322</i>
Abbildung 398: P04-03 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.	322
Abbildung 399: P04-02 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	323
Abbildung 400: P04-03 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.	323
Abbildung 401: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) der Versuche aus Serie P05.	324
Abbildung 402: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P05-01.	324
Abbildung 403: P05-01 Rissbild Tragwerkseite ($F = 60 \text{ kN}$).	325
Abbildung 404: P05-01 Rissbild Lagerseite	325
Abbildung 405: P05-01 Druckzone im Versagenszustand.	325
Abbildung 406: P05-01 Ausgeknickte Druckbewehrung.	326
Abbildung 407: P05-01 Gerissene Bewehrung im Stoß.	326
Abbildung 408: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P05-01.....	326
Abbildung 409: P05-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 ($F = 30 \text{ kN}$).....	327
Abbildung 410: P05-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 ($F = 60 \text{ kN}$).....	328
Abbildung 411: P05-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.	328
Abbildung 412: P05-01 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	328
Abbildung 413: P05-01 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.	329
Abbildung 414: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P05-02.	329
Abbildung 415: P05-02 Rissbild Tragwerkseite ($F = 60 \text{ kN}$).	330
Abbildung 416: P05-02 Rissbild Lagerseite	330
Abbildung 417: P05-02 Druckzone im Versagenszustand.	330

Abbildung 418: P05-02 Biegezugbereich beim Versagen.....	330
Abbildung 419: P05-02 Verbogener Bügel im Anschnitt.	331
Abbildung 420: P05-02 Abgerissene Biegezugbewehrung.....	331
Abbildung 421: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P05-02.....	331
Abbildung 422: P05-02 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN).....	332
Abbildung 423: P05-02 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN).....	333
Abbildung 424: P05-02 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	333
Abbildung 425: P05-02 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	333
Abbildung 426: P05-02 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	334
Abbildung 427: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P05-03.	334
Abbildung 428: P05-03 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN).	335
Abbildung 429: P05-03 Rissbild Lagerseite.....	335
Abbildung 430: P05-03 Druckzone kurz vor dem Versagen.	335
Abbildung 431: P05-03 Druckzone beim Versagen.	335
Abbildung 432: P05-03 Abgerissene Bewehrung im Stoß.	336
Abbildung 433: P05-03 Biegerisse nach dem Versagen.....	336
Abbildung 434: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P05-03.....	336
Abbildung 435: P05-03 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN).....	337
<i>Abbildung 436: P05-03 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 (F = 60 kN).....</i>	<i>338</i>
Abbildung 437: P05-03 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	338
Abbildung 438: P05-03 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	338
Abbildung 439: P05-03 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	339
Abbildung 440: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P06-01.	339
Abbildung 441: P06-01 Rissbild Tragwerkseite (F = 60 kN).	340
Abbildung 442: P06-01 Rissbild Lagerseite.....	340
Abbildung 443: P06-01 Druckzone nach dem Versagen.....	340
Abbildung 444: P06-01 Rissbild im Eck beim Versagen.	340
Abbildung 445: Schlaufenstoß nach dem Versagen.....	340
Abbildung 446: P06-01 Ausgelenkte Druckbewehrung.	341
Abbildung 447: P06-01 Bewehrung in Betonmatrix.	341
Abbildung 448: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P06-01.....	341
Abbildung 449: P06-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 (F = 30 kN).....	342

Abbildung 450: P06-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 ($F = 60 \text{ kN}$).....	343
Abbildung 451: P06-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	343
Abbildung 452: P06-01 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	343
Abbildung 453: P06-01 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	344
Abbildung 454: Kraft-Verschiebungs-Kurve (links) und Momenten-Verschiebungs-Kurve (rechts) von Versuch P07-01.....	344
Abbildung 455: P07-01 Verankerungsplatten.....	345
Abbildung 456: P07-01 Kraftschluss der Verankerungsplatten.....	345
Abbildung 457: P07-01 Rissbild Tragwerkseite ($F = 60 \text{ kN}$).....	345
Abbildung 458: P07-01 Rissbild Lagerseite.....	345
Abbildung 459: P07-01 Rissbild beim Versagen.....	346
Abbildung 460: P07-01 Druckzone nach dem Versagen.....	346
Abbildung 461: Steifigkeiten (links) und Rissweiten (rechts) von Versuch P07-01.....	346
Abbildung 462: P07-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 1 ($F = 30 \text{ kN}$).....	347
Abbildung 463: P07-01 ARAMIS-Rissbild bei Laststufe 2 ($F = 60 \text{ kN}$).....	348
Abbildung 464: P07-01 ARAMIS-Rissbild bei Höchstlast.....	348
Abbildung 465: P07-01 ARAMIS-Rissbild während des Versagens.....	348
Abbildung 466: P07-01 ARAMIS-Rissbild am Versuchsende.....	349
Abbildung 467: Definition der Messstellen für die Betondeckung an der Biegezugbewehrung.....	350
Abbildung 468: Definition der Messstellen für die Betondeckung an den Bügeln.....	353
Abbildung 469: Definition der Messstellen für die Positionen der DMS.....	357

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Vor- und Nachteile des Übergreifungsstoßes im niedrig belasteten Bereich. ..	10
Tabelle 2: Vor- und Nachteile des in die Lagerwand versetzten Übergreifungsstoßes.....	10
Tabelle 3: Vor- und Nachteile des Übergreifungsstoßes direkt im Eck.	11
Tabelle 4: Vor- und Nachteile der umgekehrten Errichtung des Tragwerkes.....	12
Tabelle 5: Vor- und Nachteile des Muffenstoßes mit Gewindestäben.	15
Tabelle 6: Vor- und Nachteile des Muffenstoßes mit aufgeschnittenem Gewinde.....	16
Tabelle 7: Vor- und Nachteile der Verbindung mit Pressmuffenstoß.	18
Tabelle 8: Vor- und Nachteile des Stoßes mit Steckmuffen.....	20
Tabelle 9: Vor- und Nachteile des Thermitmuffenstoßes.	22
Tabelle 10: Vor- und Nachteile des Sprengmuffenstoßes.....	23
Tabelle 11: Vor- und Nachteile von Schweißstößen.....	25
Tabelle 12: Vor- und Nachteile von Verbindungen mit Vergussmuffen.	27
Tabelle 13: Vor- und Nachteile der Verbindung mit Steel Coupling Sleeve.	27
Tabelle 14: Vor- und Nachteile der Verbindung mit Strap-Type Coupling Sleeve.	28
Tabelle 15: Vor- und Nachteile der Verbindung mit Moment Positioning Coupler.	28
Tabelle 16: Vor- und Nachteile der Verbindung mit Wedge-Loc Coupler.....	29
Tabelle 17: Vor- und Nachteile der Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten..	31
Tabelle 18: Vor- und Nachteile der Verankerung mit außen liegenden Ankerkopfplatten.	33
Tabelle 19: Vor- und Nachteile der Verankerung mit innen liegenden Stahlwinkeln.	34
Tabelle 20: Vor- und Nachteile der Verankerung mit dickeren Eckstäben.	35
Tabelle 21: Vor- und Nachteile der Verwendung von Seilbewehrung im Rahmeneck.	36
Tabelle 22: Ergebnis des Kostenvergleiches.	57
Tabelle 23: Beschreibung der Beurteilungskriterien.	59
Tabelle 24: Auswertung der Bewertungsmatrizen	60
Tabelle 25: Versuchsprogramm.....	73
Tabelle 26: Geprüfte Festigkeiten des Vorversuchs.....	85
Tabelle 27: Technische Daten der verwendeten Muffen des Modix-Systems von Peikko (entnommen aus [41]).....	95
Tabelle 28: Geprüfte Betoneigenschaften der Hauptversuche.....	102
Tabelle 29: Maßgebende Ergebnisse für alle Versuche.....	106
Tabelle 30: Vergleich der Traglasten in Bezug zu Serie P01.....	107

Tabelle 31: Vergleich zwischen analytischen Berechnungen und Versuchsergebnissen.	110
Tabelle 32: Betoneigenschaften für die numerischen Untersuchungen.....	121
Tabelle 33: Stahleigenschaften für die numerischen Untersuchungen.....	122
Tabelle 34: Tabellarische Aufstellung der Ergebnisse der Laborversuche und der zugehörigen Simulationen.....	163
Tabelle 35: Tabellarische Aufstellung der Steifigkeiten für die Laborversuche und die Simulationen.....	164
Tabelle 36: Zusammenfassende Auswertung der Bewertungsmatrizen.....	174
Tabelle 37: Finale Bewertung des Übergreifungsstoßes im niedrig belasteten Bereich (herkömmliche Variante)	177
Tabelle 38: Finale Bewertung des Versetzten Übergreifungsstoßes in der Lagerwand..	178
Tabelle 39: Finale Bewertung des Übergreifungsstoßes direkt im Rahmeneck.....	179
Tabelle 40: Finale Bewertung der Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden	180
Tabelle 41: Finale Bewertung des Schlaufenstoßes.....	181
Tabelle 42: Finale Bewertung des Muffenstoßes mit Gewindestäben	182
Tabelle 43: Finale Bewertung des Muffenstoßes mit aufgeschnittenem Gewinde – vor Ort hergestellt	183
Tabelle 44: Finale Bewertung des Muffenstoßes aufgeschnittenem Gewinde – ab Werk hergestellt und vor Ort verschraubt	184
Tabelle 45: Finale Bewertung des Pressmuffenstoßes – vor Ort hergestellt.....	185
Tabelle 46: Finale Bewertung des Pressmuffenstoßes – ab Werk hergestellt und vor Ort verschraubt	186
Tabelle 47: Finale Bewertung des Steckmuffenstoßes	187
Tabelle 48: Finale Bewertung des Schweißstoßes	188
Tabelle 49: Finale Bewertung der Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten..	189
Tabelle 50: Finale Bewertung der Verankerung mit außen liegenden Ankerkopfplatten	190
Tabelle 51: Liste der verfügbaren Zulassungen Teil 1.....	227
Tabelle 52: Liste der verfügbaren Zulassungen Teil 2.....	228
Tabelle 53: Liste der verfügbaren Zulassungen Teil 3.....	229
Tabelle 54: Liste der verfügbaren Zulassungen Teil 4.....	230
Tabelle 55: Bewertung des Übergreifungsstoßes im niedrig belasteten Bereich (herkömmliche Variante)	235

Tabelle 56: Bewertung des Versetzten Übergreifungsstoßes in Lagerwand.....	236
Tabelle 57: Bewertung des Übergreifungsstoßes direkt im Rahmeneck.....	237
Tabelle 58: Bewertung der Herstellung des Tragwerkes vor den Widerlagerwänden.....	238
Tabelle 59: Bewertung des Muffenstoßes mit Gewindestäben.....	239
Tabelle 60: Bewertung des Muffenstoßes mit aufgeschnittenem Gewinde.....	240
Tabelle 61: Bewertung des Pressmuffenstoßes.....	241
Tabelle 62: Bewertung des Steckmuffenstoßes.....	242
Tabelle 63: Bewertung des Thermitmuffenstoßes.....	243
Tabelle 64: Bewertung des Sprengmuffenstoßes.....	244
Tabelle 65: Bewertung des Schweißstoßes.....	245
Tabelle 66: Bewertung des Grouted Sleeve Couplers.....	246
Tabelle 67: Bewertung des Coupling Sleeve With Wedge.....	247
Tabelle 68: Bewertung des Strap Type Steel Coupling Sleeve.....	248
Tabelle 69: Bewertung des Wedge Loc.....	249
Tabelle 70: Bewertung der Verankerung mit innen liegenden Ankerkopfplatten.....	250
Tabelle 71: Bewertung der Verankerung mit außen liegenden Ankerkopfplatten.....	251
Tabelle 72: Bewertung der Verankerung mit innen liegenden Stahlwinkeln.....	252
Tabelle 73: Bewertung der Seilbewehrung.....	253
Tabelle 74: Betondeckungen der Biegezugbewehrung der Versuchskörper aus Serie P01.	350
Tabelle 75: Betondeckungen der Biegezugbewehrung der Versuchskörper aus Serie P02.	351
Tabelle 76: Betondeckungen der Biegezugbewehrung der Versuchskörper aus Serie P03.	351
Tabelle 77: Betondeckungen der Biegezugbewehrung der Versuchskörper aus Serie P04.	351
Tabelle 78: Betondeckungen der Biegezugbewehrung der Versuchskörper aus Serie P05.	352
Tabelle 79: Betondeckungen der Biegezugbewehrung des Versuchskörpers P06-01....	352
Tabelle 80: Betondeckungen der Biegezugbewehrung des Versuchskörpers P07-01....	352
Tabelle 81: Gegenüberstellung der Betondeckungen und Nutzhöhen.	352
Tabelle 82: Betondeckungen der Bügel der Versuchskörper aus Serie P01.	353
Tabelle 83: Betondeckungen der Bügel der Versuchskörper aus Serie P02.	354
Tabelle 84: Betondeckungen der Bügel der Versuchskörper aus Serie P03.	354

Tabelle 85: Betondeckungen der Bügel der Versuchskörper aus Serie P04.	355
Tabelle 86: Betondeckungen der Bügel der Versuchskörper aus Serie P05.	355
Tabelle 87: Betondeckungen der Bügel des Versuchskörpers P06-01.....	355
Tabelle 88: Betondeckungen der Bügel des Versuchskörpers P07-01.....	356
Tabelle 89: Positionen der DMS an der Bewehrung der Versuchskörper aus Serie P01 bis P03.	357
Tabelle 90: Positionen der DMS an der Bewehrung Versuchskörper aus Serie P04 und P05.	358
Tabelle 91: Positionen der DMS an der Bewehrung des Versuchskörpers P06-01 und P07-01.....	358